



Matti Viravuori

## Saven mekaaninen käyttäytyminen Petikon pehmeiköllä

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi  
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 29.10.2013

Valvoja: Professori Leena Korkiala-Tanttu

Ohjaaja: DI Heikki Onninen, DI Panu Tolla

---

**Tekijä** Matti Viravuori

---

**Työn nimi** Saven mekaaninen käyttäytyminen Petikon pehmeiköllä

---

**Laitos** Rakennustekniikka

---

**Professori** Pohjarakennus ja maamekaniikka

---

**Professuurikoodi** Rak-50

---

**Työn valvoja** Professori Leena Korkiala-Tanttu

---

**Työn ohjaaja(t)/Työntarkastaja(t)** DI Heikki Onninen, DI Panu Tolla

---

**Päivämäärä** 29.10.2013

---

**Sivumäärä** 80+35

---

**Kieli** suomi

---

### Tiivistelmä

Tässä työssä tutkittiin Vantaan Petikossa sijaitsevan kantatien 50 alla olevan osittain epäonnistuneen pengertämällä tehdyn massanvaihdon pysyvyyttä ja pitkän aikavälin siirtymiä. Kantatiellä on tällä kohdin havaittu huomattavia sivusiirtymiä. Massanvaihtotäytössä on mitattu manuaali-inklinometrillä 1-3 millimetrin sivusiirtymiä vuodessa. Massanvaihtoa sivusuunnassa tukevassa savessa on mitattu automaatti-inklinometrillä 1-26 millimetrin sivusiirtymiä vuodessa. Lisäksi kantatiellä on havaittu painuma- ja pituushalkeama. Tievauriot ja sivusiirtymänopeus indikoivat massanvaihdon työntyvän hitaasti pehmeikölle. Tutkimus keskittyi oletettavaan siirtymiä aiheuttavaan ilmiöön eli saven mekaaniseen käyttäytymiseen pehmeiköllä.

Tutkimuksella oli kaksi tavoitetta. Ensisijaisena tavoitteena oli muodostaa käsitys saven nykyisestä mekaanisesta tilasta ja edelleen tiepenkereen korjaustoimenpidetarpeesta. Toissijaisena tavoitteena oli todentaa siirtymiä aiheuttava ilmiö. Tutkimuskohteessa tehtiin siirtymäarvioita oletetun ilmiön todentamiseksi. Siirtymäarvioita verrattiin mitattuihin ympäristön siirtymiin ja silmämääräisiin vauriohavaintoihin. Lisäksi tarkasteltiin massanvaihdon ja tien pysyvyyttä. Siirtymäarvion ja pysyvyydestarkastelujen avulla pyrittiin muodostamaan käsitys massanvaihdon nykyisestä tilasta ja korjaustoimenpidetarpeesta.

Massanvaihtoa tukevat hienorakeiset sedimentit luokiteltiin ensin kairaus-ten ja häiriintymättömien näytteenottojen perusteella. Tämän jälkeen sedimenteille muodostettiin reologinen kuvaus koestamisen tuloksista. Reologiset kuvaukset sovitettiin edelleen mekaanisiin malleihin PLAXIS 2D-elementtimenetelmäohjelmassa. Ohjelmassa savelle käytettiin kimmoviskoplastisia malleja. Elementtimenetelmällä tehtiin siirtymäarvioita. Elementti- ja liukupintamenetelmällä arvioitiin massanvaihdon pysyvyyttä.

Siirtymäarvioiden mukaan havaitut tievauriot johtuvat saven mekaanisesta käyttäytymisestä. Laskennalliselle massanvaihdon sivusiirtymänopeudelle saven virumasta saatiin 0,16–0,20 mm/vuosi nykytilassa. Varmuusluvuksi sortumaa vastaan määritettiin elementtimenetelmällä arvo 1,68 ja liukupintalaskelmalla arvo 1,92. Huomattava varmuus indikoi, ettei saven viruma muodosta tiepenkereen sortumaa. Tätä tulkintaa tukevat sekä laskennallinen arvio että mittaushavainnot, joiden perusteella sivusiirtymänopeus on seuraavan 10 vuoden ajalla lähes vakio. Tiepenkereen korjaustoimenpidetarvetta ei katsota muodostuvan saven mekaanisesta käyttäytymisestä johtuen. Lyhyestä mittausjaksosta sekä laskennallista suuremmasta sivusiirtymänopeudesta johtuen manuaali-inklinometrimittausta suositellaan jatkettavaksi ainakin viiden vuoden ajan. Mikäli sivusiirtymä 2,5 metrin syvyydellä tai tätä syvemmällä kasvaa eksponentiaalisesti, katsotaan sortumariskin ja toimenpidetarpeen muodostuvan saven mekaanisesta käyttäytymisestä.

---

**Avainsanat** saven reologia, numeerinen mallinnus, kehätie, epästabiili tiepenger

---

<b>Author</b> Matti Viravuori		
<b>Title of thesis</b> Modelling mechanical behaviour of Petikko clay		
<b>Department</b> Civil and Structural Engineering		
<b>Professorship</b> Soil Mechanics and Foundation Engineering		<b>Code of professorship</b> Rak-50
<b>Thesis supervisor</b> Professor Leena Korkiala-Tanttu		
<b>Thesis advisor(s) / Thesis examiner(s)</b> M. Sc. Heikki Onninen, M. Sc. Panu Tolla		
<b>Date</b> 29.10.2013	<b>Number of pages</b> 80+35	<b>Language</b> Finnish

### Abstract

This thesis investigated long-term displacements and stability of an unstable embankment on road 50 located in Petikko, Vantaa. Several damages have developed on the pavement during past 30 years which have been deduced caused by mechanical behaviour of Petikko clay beneath and next to the embankment. Additionally, established inclinometers yield considerable horizontal deformations. Horizontal displacements of 1 to 26 millimetres a year has been observed on automatic inclinometer on the clay supporting the embankment. On the other hand, a fairly constant displacement rate of 1 to 3 millimetres a year has been detected on a manual inclinometer assembled in the fill. The damages on the pavement and the displacement rate are indicating issue related to the rheology of clay.

This thesis had two objectives. The main object was to estimate the safety level of embankment and assess the requirement for the improvement of the embankment. The secondary object was to review the origin of the displacements and the damages. The origin was resolved by estimating the maximum displacements from rheology of clay. The estimated displacements were compared to measured displacements and to the observed displacements. Additionally, the stability of the embankment was evaluated. Based on the estimated displacements and the stability analyses the safety level and the necessity for the improvement of the embankment were assessed.

On this thesis the fine-grained sediments of Petikko were characterised based on the results of in-situ testing and undisturbed sampling followed by formation of the rheological functions of the clay. The rheological functions were reformed into the constitutive models of the finite element program PLAXIS 2D. Several numerical simulations were performed with elasto-viscoplastic models to assess the displacements of the fill and the damages on the road. Additionally, a slip surface analysis was performed.

The estimations yield convincing results that damages on the pavements are induced by the rheological behaviour of the clay. A horizontal creep rate was calculated to be 0.16-0.2 mm a year. A total factor of safety was estimated to be 1.68 from FEM calculations for the failure of the embankment. Additionally, a total factor of 1.92 was obtained from slip surface method. The high level of safety and the average level of earth pressure mobilization indicate creep will not progress into failure. The calculated and extrapolated observed displacement rate is expected to be fairly constant during following 10 years. There seems to be no necessity for additional supporting of the road. Due to the underestimated creep additional measurement period of 5 years is proposed including measurements twice a year. If the displacement builds exponentially beneath 2.5 metres actions are to be considered.

**Keywords** rheology of clay, sensitive clay, numerical simulation, unstable embankment

## Alkusanat

Tämä diplomityö on tehty Destia Oy:n toimeksiannosta. Diplomityö on osa Uudenmaan ELY-keskuksen tilaamaa toimenpideselvitystä tievaurioista. Työn valvojana toimi Aalto-yliopiston yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitokselta georakentamisen professori Leena Korkiala-Tanttu sekä ohjaajina diplomi-insinööri Heikki Onninen Destia Oy:stä ja diplomi-insinööri Panu Tolla Liikennevirastosta.

Työn rahoittajina toimivat Uudenmaan ELY-keskus ja Destia Oy. Osoitan suuren kiitoksen rahoittajille tämän työn mahdollistamisesta. Lisäksi haluan kiittää TkT Leena Korkiala-Tanttua, tutkija Igor Mataícia, DI Heikki Onnista ja DI Panu Tollaa neuvoista sekä Aalto-yliopiston yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitoksen henkilökuntaa laboratoriokokeiden tekemisen yhteydessä saamastani avusta. Erityisesti haluan kiittää tekniikan liseniaatti Matti Lojanderia. Lisäksi haluan kiittää perhettäni ja Destia Oy:n geosuunnittelun henkilökuntaa tukemisesta tämän diplomityön teossa.

Espoo 29.10.2013

Matti Viravuori



## Sisällysluettelo

Tiivistelmä	
Abstract	
Alkusanat	
Sisällysluettelo	5
Merkinnät	7
Lyhenteet	10
1 Johdanto	11
2 Saven luokitusominaisuudet	12
2.1 Yleistä	12
2.2 Savimineraalit	13
2.3 Rakeisuus	14
2.4 Atterbergin rajat	15
2.5 Sensitiivisyys	17
3 Saven muodonmuutos- ja lujuusominaisuudet	18
3.1 Reologia	18
3.2 Jännitys- ja muodonmuutosinvariantit	19
3.3 Kimmoplastisuus	21
3.4 Kimmoviskoplastisuus	25
3.5 Suljettu tila	26
3.6 Konsolidaatio	28
3.7 Viruma	35
3.8 Anistrooppisuus	37
3.9 Rakenne ja destruktuuraatio	38
4 Reologiset mallit	40
4.1 Kimmoviskoplastinen Soft soil creep -malli	40
4.2 Kimmoviskoplastinen EVP-SCLAY1S -malli	42
5 PLAXIS 2D-elementtimenetelmäohjelma	45
5.1 Elementit ja solmupisteet	45
5.2 Laskentaprosessi	46
5.3 Stabiiliteettilaskentamenetelmä Phi/c-reduction	47
6 Tutkimuskohde kantatie 50 ja sen ympäristö (Petikon pehmeiköllä)	47
6.1 Tieosuus	47
6.2 Pohjasuhteet	48
6.3 Havaittu käyttäytyminen	49
6.4 In-situ tutkimukset (2013)	53
6.5 Laboratoriotutkimukset (2013)	58
6.6 Näytteiden häiriintyminen	64
7 Tutkimuskohteen siirtymien ja vakavuuden arviointi	65
7.1 Yleistä FEM-mallinnuksesta	65
7.2 Ympäristön liikkeet pengerryksestä (EVP-SCLAY1S)	66
7.2.1 Lähtötiedot	66
7.2.2 Tulokset ja tulosten tulkinta	68
7.3 Ympäristön liikkeet pengerryksestä (Soft Soil Creep)	69
7.3.1 Lähtötiedot	69
7.3.2 Tulokset ja tulosten tulkinta	70
7.4 Ympäristön liikkeet lumien sulamisvesien virtaamasta	71
7.5 Vakavuustarkastelut	72
8 Johtopäätökset	75

Lähdeluettelo .....	77
Liiteluettelo .....	80
Liitteet	

## Merkinnät

A	[-]	Skemptonin huokospaineparametri
B	[-]	Skemptonin huokospaineparametri
$C_\alpha$	[1/s]	Sekundääripainuman aikakerroin
E	[kPa]	Kimmomoduuli
$E_{ur}$	[kPa]	Kimmomoduuli palautuksessa
$G_s$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Kiintotiheys
H	[kPa]	Poroelastinen laajenemiskerroin
$I_p$	[%]	Plastisuusluku
K	[kPa]	Avoimen tilan kokoonpuristuvuuskerroin
K	[-]	Maanpainekerroin
$K_f$	[kPa]	Nesteen kokoonpuristuvuuskerroin
$K_u$	[kPa]	Suljetun tilan kokoonpuristuvuuskerroin
$K_0$	[-]	Maan lepopainekerroin
M	[-]	Kriittisen tilan jännityssuhde
$M_s$	[kPa]	Sekanttmoduuli
$M_{sf}$	[-]	Varmuusluku, Varmuuskerroin
$N^*$	[-]	Viskositeettikerroin
R	[kPa]	Varastokerroin
R	[-]	Reologinen yhtälö
$S_t$	[-]	Sensitiivisyys
$T_v$	[-]	Aikatekijä
U	[-]	Konsolidaatioaste
V	[m <sup>3</sup> ]	Kokonaistilavuus
$V_p$	[m <sup>3</sup> ]	Huokostilavuus
$V_s$	[m <sup>3</sup> ]	Rakeiden tilavuus
$V_w$	[m <sup>3</sup> ]	Veden tilavuus
W	[kJ]	Plastinen työ
$W_d$	[kJ]	Deviatorinen työ
$W_v$	[kJ]	Hydrostaattinen työ
$a_{11}$	[kPa]	Poroelastinen vakio
$a_{12}$	[kPa]	Poroelastinen vakio
$a_{21}$	[kPa]	Poroelastinen vakio
$a_{22}$	[kPa]	Poroelastinen vakio
c	[-]	Korjauskerroin kartiokokeessa
$c'$	[kPa]	Tehokas koheesio
$c_{input}$	[-]	Tehokas koheesio (ohjelmaan syötetty)
$c_{reduced}$	[-]	Tehokas koheesio (ohjelman redusoima)
$c_u$	[kPa]	Suljettu leikkauslujuus
$c_{ur}$	[kPa]	Häiritty leikkauslujuus suljetussa tilassa
$c_v$	[m <sup>2</sup> /a]	Konsolidaatiokerroin
$c_{ve}'$	[kPa]	Hvorslevin koheesio
d	[mm]	Rakeiden halkaisija
e	[-]	Huokosluku
$e_0$	[-]	Huokosluku kokeen alussa
$\dot{e}$	[1/s]	Huokosluvun muutosnopeus
f	[kN/m <sup>3</sup> ]	Nesteen tilavuuspaino
$f_d$	[-]	Dynaaminen myötöpinta
g	[m/s <sup>2</sup> ]	Putoamiskiihtyvyys

$h$	[m]	Kokoonpuristuvan kerroksen paksuus
$i$	[mm]	Kartion painuma
$k$	[m/s]	Vedenläpäisevyyskerroin
$k_i$	[m <sup>2</sup> ]	Intrisiittinen vedenläpäisevyyskerroin
$m$	[kg]	Kartion massa
$n$	[-]	Huokoisuus
$p$	[kPa]	Hydrostaattinen jännitys
$p'$	[kPa]	Hydrostaattinen tehokas jännitys
$p_m$	[kPa]	Hydrostaattinen jännitys (tilassa $\eta_{K0}$ , myötöpiste)
$p_{mi}$	[kPa]	Hydrostaattinen jännitys (tilassa intrisiit., $\eta_{K0}$ , myötöpiste)
$p_m^s$	[kPa]	Staattisen myötöpinnan piste hydrostaattisella akselilla
$p_p$	[kPa]	Myötöpiste hydrostaattisella akselilla
$q$	[kPa]	Deviatorinen jännitys
$q$	[m <sup>3</sup> /(m <sup>2</sup> ·s)]	Virtaamanopeus
$q_u$	[kPa]	Suljettu leikkauslujuus invarianttitasossa
$q_{ur}$	[kPa]	Häiritty leikkauslujuus invarianttitasossa
$t_h$	[kPa]	Leikkausjännitys rasialeikkaukskokeessa
$u$	[kPa]	Huokosvedenpaine
$u_w$	[kPa]	Huokosvedenylipaine
$v$	[-]	Ominaistilavuus
$v_i$	[-]	Häirityn näytteen ominaistilavuus jännityksessä $p' = 1$ kPa
$v_0$	[-]	Ominaistilavuus kokeen alussa
$v_K$	[-]	Ominaistilavuus palautuksessa jännityksessä $p' = 1$ kPa
$v_\lambda$	[-]	Ominaistilavuus puristuksessa jännityksessä $p' = 1$ kPa
$\dot{v}$	[1/s]	Ominaistilavuuden muutosnopeus
$w$	[%]	Vesipitoisuus
$w_l$	[%]	Juoksuraja
$w_p$	[%]	Kieritysraja
$\Gamma$	[-]	Ominaistilavuus kriittisessä tilassa jännityksessä $p' = 1$ kPa
$\alpha$	[-]	Nestehäviösuhde
$\alpha_0$	[-]	Alkuanisotropia
$\alpha_d$	[-]	Anisotropiamatriisi
$\gamma$	[1/s]	Injektionopeus
$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Veden tilavuuspaino
$\varepsilon^e$	[-]	Kimmainen muodonmuutos
$\varepsilon^p$	[-]	Plastinen muodonmuutos
$\varepsilon^v$	[-]	Viskoosinen muodonmuutos
$\varepsilon^{vp}, \varepsilon^c$	[-]	Viskoplastinen muodonmuutos
$\varepsilon_s$	[-]	Deviatorinen muodonmuutos
$\varepsilon_v$	[-]	Suhteellinen tilavuudenmuutos
$\varepsilon_1$	[-]	Ensimmäinen päämuodonmuutos
$\varepsilon_2$	[-]	Toinen päämuodonmuutos
$\varepsilon_3$	[-]	Kolmas päämuodonmuutos
$\dot{\varepsilon}^e$	[1/s]	Kimmainen muodonmuutosnopeus
$\dot{\varepsilon}^{vp}$	[1/s]	Viskoplastinen muodonmuutosnopeus
$\dot{\varepsilon}_v$	[1/s]	Suhteellinen tilavuudenmuutosnopeus
$\zeta$	[-]	Nestemäärä
$\eta$	[-]	Jännityssuhde invarianttitasossa
$\eta_{K0}$	[-]	Jännityssuhde levossa invarianttitasossa
$\kappa$	[-]	Kokoonpuristuvuusindeksi (YK)
$\kappa^*$	[-]	Kokoonpuristuvuusindeksi (YK)

$\lambda$	[-]	Kokoonpuristuvuusindeksi (NK)
$\lambda_i$	[-]	Häiritty kokoonpuristuvuusindeksi (NK)
$\lambda^*$	[-]	Kokoonpuristuvuusindeksi (NK)
$\mu$	[kPa·s]	Viskositeetti
$\mu^*$	[1/s]	Viskositeettikerroin (ES), Virumaindeksi (SSC)
$\xi$	[-]	Destrukturaatiokerroin muodonmuutoksessa
$\xi_d$	[-]	Destrukturaatiokerroin deviatorisessa muodonmuutoksessa
$\rho_f$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Nesteen tiheys
$\sigma_d$	[-]	Deviatorinen jännitystensori
$\dot{\sigma}$	[kPa/s]	Kuormitusnopeus
$\sigma_1'$	[kPa]	Ensimmäinen tehokas pääjännitys
$\sigma_2'$	[kPa]	Toinen tehokas pääjännitys
$\sigma_3'$	[kPa]	Kolmas tehokas pääjännitys
$\sigma_1$	[kPa]	Ensimmäinen pääjännitys
$\sigma_3$	[kPa]	Kolmas pääjännitys
$\sigma_{oct}'$	[kPa]	Oktaedrinen tehokas normaalijännitys
$\sigma_{pi}'$	[kPa]	Häirityn näytteen esikonsolidaatiojännitys
$\sigma_{p0}', \sigma_p$	[kPa]	Esikonsolidaatiojännitys, tehokas konsolidaatiopaine
$\sigma_v'$	[kPa]	Pystysuora tehokas jännitys
$\sigma_{ve}'$	[kPa]	Referenssijännitys
$\tau$	[kPa]	Leikkausjännitys
$\tau_{oct}'$	[kPa]	Oktaedrinen tehokas leikkausjännitys
$\nu_{ur}$	[-]	Poissonin luku palautuksessa
$\varphi_e'$	[kPa]	Hvorslevin kitkakulma
$\varphi'$	[°]	Tehokas kitkakulma, tehokas leikkauskestävyyskulma
$\varphi(F)$	[-]	Skaalausfunktio
$\varphi_{input}$	[°]	Kitkakulma (syötetty)
$\varphi_{reduced}$	[°]	Kitkakulma (reduoitu)
$\chi$	[-]	Rakenne, rakenteen määrä
$\chi_0$	[-]	Häiriintymättömän näytteen rakenteen määrä
$\omega$	[-]	Anisotropiakerroin muodonmuutoksessa
$\omega_d$	[-]	Anisotropiakerroin deviatorisessa muodonmuutoksessa
[B]	[-]	Muotofunktioatriisi
[K]	[-]	Jäykkyysmatriisi
[L]	[-]	Differentiaalioperaattori
[M]	[-]	Jäykkyysmatriisi
[N]	[-]	Muotofunktioatriisi
[b]	[-]	Tilavuuspainojen muodostama matriisi
[f <sub>n</sub> ]	[-]	Kuormitusmatriisi
[t]	[-]	Pinnan traktioiden muodostama matriisi
[v]	[-]	Solmujen siirtymämatriisi
[w]	[-]	Siirtymää approksimoiva matriisi
[ε]	[-]	Muodonmuutosmatriisi
[Ė]	[-]	Muodonmuutosnopeusmatriisi
[σ]	[-]	Jännitysmatriisi
[đ]	[-]	Kuormitusnopeusmatriisi

## Lyhenteet

CRS	Jatkuvapuristeinen koe
ES	EVP-SCLAY1S -malli
ESP	Tehokkaiden jännitysten polku
FEM	Elementtimenetelmä
HS	Hardening soil -malli
LE	Linear elastic -malli
MC	Mohr coulomb -malli
NK	Normaalisti konsolidoitunut
OCR	Ylikonsolidaatioaste
POP	Ylikonsolidaatiojännitys
SGY	Suomen geoteknillinen yhdistys
SRM	Lujuuden redusointimenetelmä
SS	Soft soil -malli
SSC	Soft soil creep -malli
TSP	Kokonaisjännityspolku
YK	Ylikonsolidoitunut

# 1 Johdanto

Massanvaihto pengertämällä on aina haastava suunnittelutehtävä. Pengertämällä tehtävää massanvaihtoa käytetään pohjanvahvistusmenetelmänä tierakentamisessa. Tässä perustamistavassa savi syrjäytetään karkeasta maa-aineksesta koostuvan ylipenkereen avulla. Ylipenkereen karkea aines siirtyy tällöin saven tilalle kantavaksi pohjaksi. Pengertämällä tehtävän massanvaihdon mitoitus perustuu yksinkertaisiin liukupintatarkaste-luihin, joilla pyritään mitoittamaan murtamiseen käytettävän ylipenkereen korkeus riit-täväksi. Kun korkeus on riittävä ja geometria sopiva, saadaan massanvaihto siirtymään kantavalle pohjalle ja savi syrjäytymään sivulle. Massanvaihdon epäonnistuesssa osa savesta ei syrjäydy, jolloin täytön alle jää hitaasti kokoonpuristuvia savikerroksia. Täl-löin massanvaihto voi myös siirtyä hitaasti tätä sivusuunnassa tukevaan saveen.

Tässä työssä tutkittiin pengertämällä rinteeseen tehdyn epäonnistuneen massanvaihdon pitkän aikavälin siirtymiä ja pysyvyyttä. Tarkasteltava massanvaihto tukee kantatietä, jonka pysyvyys on osoittautunut ongelmaksi, sillä tiellä on havaittu jatkuvaa halkeilua tievaurioseurannassa. Tien ympäristössä on myös havaittu huomattavia sivusiirtymiä. Näiden havaintojen perusteella saven mekaaninen käyttäytyminen on oletettavasti on-gelmia aiheuttava ilmiö. Tarkastelutarvetta lisäsi melko lähellä tietä sijaitseva paalutettu pylväsperustus, joka ei kestä suuria maan liikkeitä.

Tutkimuksella oli kaksi tavoitetta. Ensisijaisena tavoitteena oli muodostaa käsitys saven nykyisestä mekaanisesta tilasta ja edelleen tiepenkereen korjaustoimenpidetarpeesta. Toissijaisena tavoitteena oli todentaa siirtymiä aiheuttava ilmiö. Tutkimuskohteessa tehtiin siirtymäarvioita oletetun ilmiön todentamiseksi. Siirtymäarvioita verrattiin mitat-tuihin ympäristön siirtymiin ja silmämääräisiin vauriohavaintoihin. Lisäksi tarkasteltiin massanvaihdon ja tien pysyvyyttä. Siirtymäarvion ja pysyvyydestarkastelujen avulla pyrit-tiin muodostamaan käsitys massanvaihdon nykyisestä tilasta ja korjaustoimenpidetar-peesta.

Tulevissa suunnitelmissa on esitetty kantatien levittämistä, joka tarkoittaa tarkastelualueella lisäkaistan rakentamista nykyisen luiskan kohdalle. Näiden suunnitelmien mukaan lisäkaista perustetaan porapaalulaatalle lähitulevaisuudessa. Tässä työssä ei oteta kantaa tämän lisäkaistan perustustaparatkaisuuun tai suunnitelmissa esitettyyn ratkaisuun liitty-viin ongelmiin. Korjaustoimenpidetarve muodostuu tilanteesta, jossa tien toiminta ja turvallinen käyttö vaarantuvat.

Tässä työssä on pääpaino tietä tukevan saven siirtymien ja massanvaihdon pysyvyyden arvioimisessa matemaattisilla malleilla. Tämän johdosta teoriaosuus keskittyy saven luokitusominaisuuksiin sekä lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien kuvaamiseen matemaattisilla funktioilla. Saven siirtymien ja massanvaihdon pysyvyyden arvioiminen perustuu lisäksi tiepenkereen nykyistä tilaa kuvaaviin mittauksiin ja lisätietojen määrit-tämiseen pohjasuhteista. Tämän johdosta työn yhteydessä tehtiin pohjatutkimuksia, asennettiin mittauslaitteita ja koestettiin savea. Pääpainon ollessa edellä mainituissa arvioinneissa pohjatutkimuksissa käytettävää laitteistoa, laboratoriokokeiden koejärjes-telyjä ja toimintaperiaatteita käydään hyvin suppeasti läpi. Mahdolliset virheelliset mit-taustulokset pyrittiin sulkemaan perustellen pois mittausaineistosta.

Massanvaihtoa tukevat hienorakeiset sedimentit luokitellaan ensin kairausten ja häiriin-tymättömien näytteenottojen perusteella. Tämän jälkeen sedimenteille muodostetaan

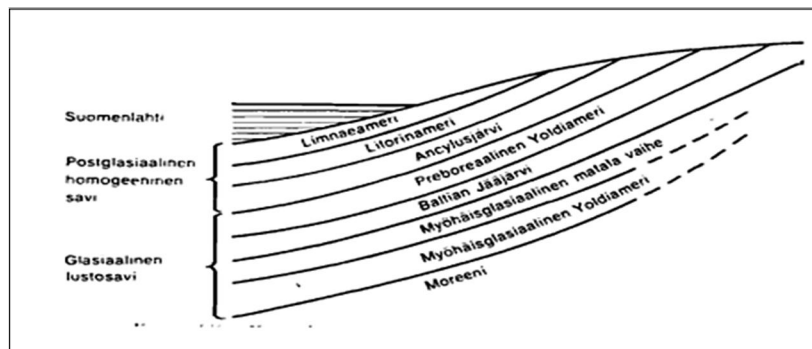
reologinen kuvaus koestamisen tuloksista. Reologiset kuvaukset sovitetaan edelleen PLAXIS 2D-elementtimenetelmäohjelmassa mekaanisiin malleihin. Ohjelmassa saveille käytetään kimmoviskoplastisia malleja, jotta voidaan arvioida pitkän aikavälin siirtymiä ja erityisesti saven virumaa. Siirtymiä pyritään arvioimaan seuraavista mekaanisista ilmiöistä: saven konsolidaatiosta ja virumasta sekä virtaaman muutoksista. Elementtimenetelmällä tehdään siirtymäarvioita. Massanvaihdon pysyvyyttä arvioidaan sekä elementtimenetelmällä että liukupintalaskelmalla.

## 2 Saven luokitusominaisuudet

### 2.1 Yleistä

Geotekninen maalajiluokitus määrittelee saven maa-ainekseksi, jossa on 30 painoprosenttia tai enemmän savilajitetta (savilajitteessa rakeiden halkaisija on alle 0,002 mm) sekä alle 2 painoprosenttia orgaanista ainesta. Savipitoisuuden ylittäessä tai alittaessa 50 painoprosenttia savea kutsutaan vastaavaksi lihavaksi tai laihaksi saveksi. Yleisesti ottaen savi on väriltään harmaata tai sinertävää maa-ainesta, joka käyttäytyy plastisesti sopivan vesipitoisuuden vallitessa. Savi voi olla myös punertavaa (Oulun alueet) tai mustaa (rannikkojen sulfidisavet). (Korhonen ja Tammirinne 1974.)

Suomen savet ovat sedimentoituneet pääosin viimeisen jääkauden aikana tai tämän jälkeen. Nämä sedimentit voidaan jakaa karkeasti kahteen luokkaan: (a) glasiaalisaviin ja (b) postglasiaalisaviin. Baltian jääjärven tai Yoldianmeressä kerrostuneita glasiaalisavia luonnehtii lustorakenne, jossa hienompi- ja karkearakeiset kerrokset vuorottelevat säännöllisesti. Nämä savet ovat tavanomaisesti pehmeikön pohjalla pohjamooreenin tai kallion päällä (kuva 1) eivätkä usein sisällä merkittäviä määriä orgaanista ainesta. Postglasiaalisavet ovat puolestaan kerrostuneet vasta mannerjäätikön sulamisen jälkeen esiintyen täten usein pehmeikön pinnassa edellä mainittujen kerrosten päällä. Postglasiaalisavet ovat tavallisesti humus- ja rautasulfidipitoisia (liejuista savea) ja homogeenisiä. Sedimenttien tyypillisiä savespitoisuuksia on esitetty kuvassa 2. (Lumiaho 1983.)



Kuva 1. Sedimentoituminen Uudellamaalla (Lumiaho 1983).

Savespitoisuus (p-%) \ Sedimenttityyppi	Li	An	Yo	Ba
Sa kuivakuorikerroksessa	33 ± 16 N = 23	41 ± 14 N = 14	53 ± 27 N = 17	47 ± 18 N = 22
Sa kuivakuorikerroksen alla	40 ± 19 N = 143	42 ± 20 N = 63	64 ± 25 N = 148	34 ± 24 N = 146

Li = Litorinasedimentti      An = Ancylussedimentti  
Yo = Yoldiameren sedimentti      Ba = Baltian jääjärven sedimentti

Kuva 2. Sedimenttien savespitoisuuksia (Lumiaho 1983).



Maan luokituskokeita tehdään hienorakeisten sedimenttien jaottelemiseksi edelleen geoteknisiksi maakerroksiksi. Luokituskokeissa tarkennetaan mekaanisessa käyttäytymisessä muuttumattomia ominaisuuksia: rakeisuutta, orgaanisen aineksen määrää ja kerroksellisuutta. Lisäksi määritetään muun muassa seuraavia mekaanisia rajatiloja kuvaavia suureita: vesipitoisuutta, kieritys- ja juoksurajaa sekä sensitiivisyyttä.

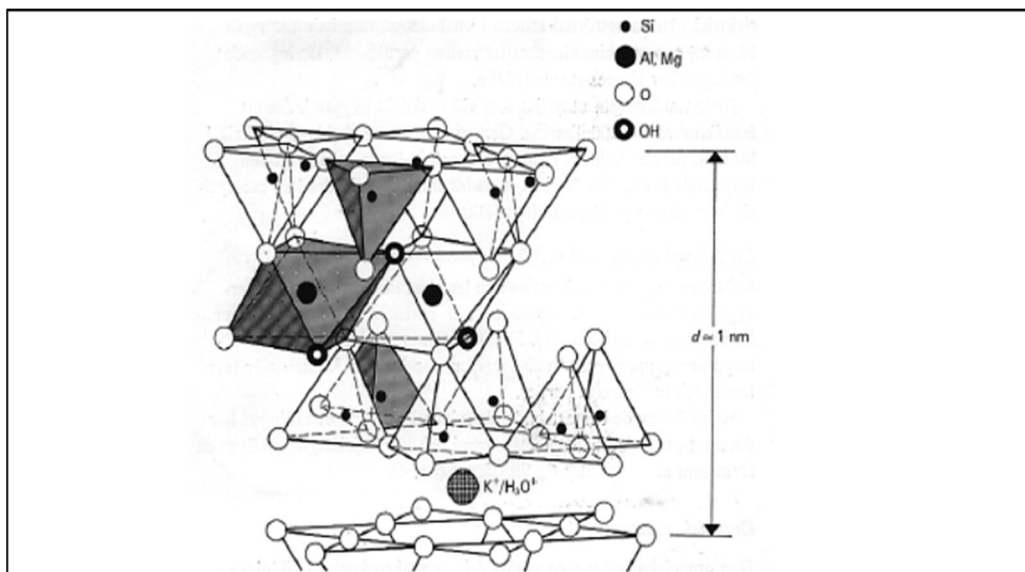
## 2.2 Savimineraalit

Savessa on erikseen tai yhteen liittyneitä savimineraaleja (rakeita), joiden halkaisija on suurelta osin alle 0,002 mm. Savimineraali koostuu edelleen oktaedrisista alumiini- tai magnesiumhydroksideista ja silikaattitetraedreistä (kuva 3). Nämä yhdisteet järjestyneenä muotoon muodostavat savimineraalin rakenteen. Suurin osa savimineraaleista on rakenteeltaan levymäisiä. (Rankka et al. 2004.)

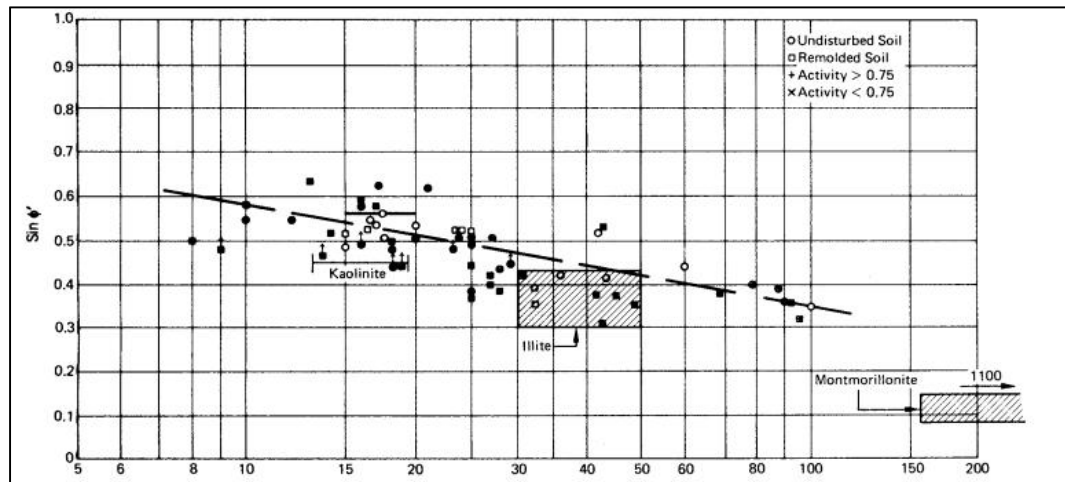
Savimineraalien tuntemisesta on apua arvioitaessa saven kiintotiheyttä sekä muodonmuutos- ja lujuusominaisuuksia (kuva 4). Pohjarakentamisessa yleisesti esiintyville savimineraaleille on ominaista:

- Kaoliiniitti on savimineraaliksi melko hyvin vettä läpäisevää ja leikkauskestävää.
- Montmorilloniitti on savimineraaliksi erittäin huonosti vettä läpäisevää, helposti leikkaantuvaa ja paisuvaa.
- Illiitti on savimineraaliksi kohtalaisen vettä läpäisevää ja kohtalaisen leikkauskestävää. (Mitchell ja Soga 2005.)

Kiintotiheyksiltään luetellut savimineraalit asettuvat järjestykseen: illiitti on keskimääräisesti näistä raskainta ( $2,6\text{--}3,0\text{ g/cm}^3$ ), kaoliiniitti tätä hieman kevyempää ( $2,60\text{--}2,68\text{ g/cm}^3$ ) ja montmorilloniitti näistä kevyintä ( $2,35\text{--}2,7\text{ g/cm}^3$ ) (Mitchell ja Soga 2005). Mineraalirakennetta ei tavanomaisesti määritetä pohjarakentamiskohteissa, vaan savilajitteen painoprosentti määritetään suoraan areometrillä ja saven keskimääräinen kiintotiheys pyknometrillä. Savilajitteessa rakeiden halkaisija on määrittelyn mukaan alle 0,002 millimetriä, jolloin määrittelyyn eivät sisälly kaikki savessa olevat savimineraalit. Mikäli saven kiintotiheyttä ei tiedetä, Suomen oloissa voidaan olettaa saven kiintotiheydeksi arvo  $2,65\text{ g/cm}^3$ . Kiintotiheyden ja vesipitoisuuden avulla määritellään tavanomaisesti saven ominaistilavuus, joka on tärkeä lähtötieto siirtymäarviossa.



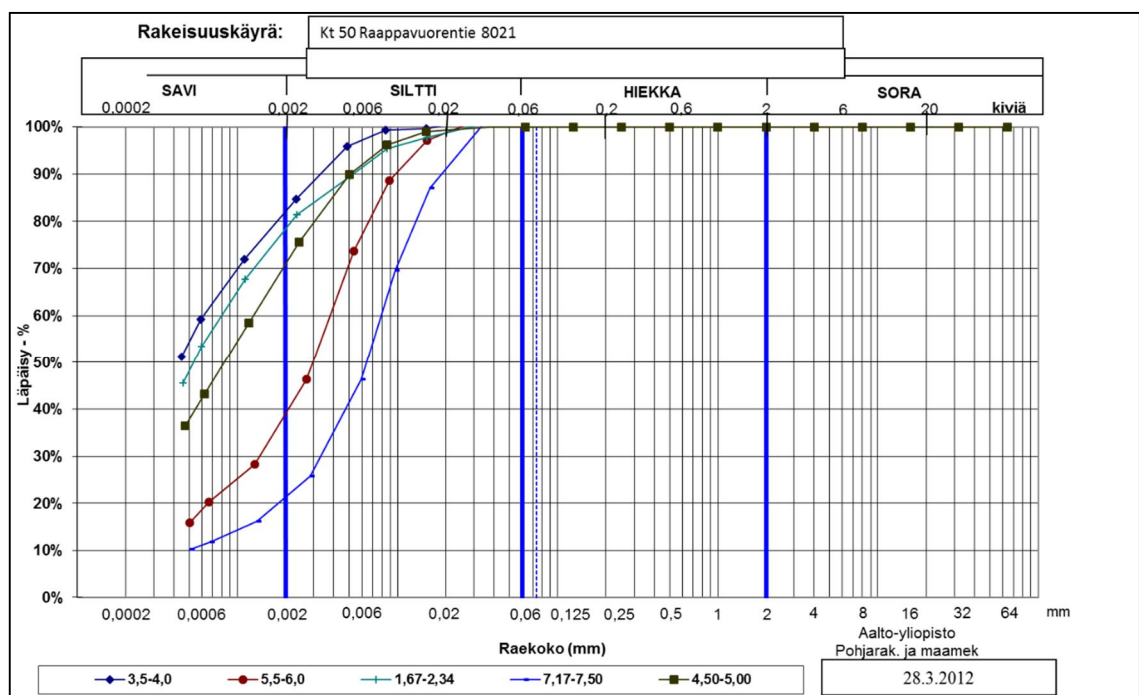
Kuva 3. Illiitin rakenne (Rankka et al. 2004).



Kuva 4. Savimineraalien lujuusominaisuuksia (Mitchell ja Soga 2005).

### 2.3 Rakeisuus

Savi on lähes poikkeuksetta rakeisuudeltaan heterogeenista sisältäen savilajitteen lisäksi monta painoprosenttia (0-70 %) muita lajitteita kuten orgaanista ainesta, silttiä ja hiekkaa. Nämä lajitteet vaikuttavat huomattavasti saven mekaaniseen käyttäytymiseen. Esimerkiksi suuri määrä silttiä kasvattaa tavanomaisesti saven vedenläpäisevyyttä ja pienentää kokoonpuristuvuutta. Paremman käsityksen muodostamiseksi saven koostumus ilmaistaankin pohjarakentamisessa rakeisuuskäyrällä; saven rakeiden halkaisija on esitetty näitä vastaavien painoprosenttien avulla (kuva 5).



Kuva 5. Geoteknisen maalajiluokituksen (1974) mukaan savilajitteen raekoko  $d < 0,002$  mm, muiden maalajitteiden raekoko  $d > 0,002$  mm.

Saven sisältäessä merkittäviä määriä orgaanista ainesta (aineksen määrä 2-6 painoprosenttia) maa-ainesta kutsutaan liejuiseksi saveksi. Liejuinen savi sisältää luonnontilaisena humusta, rauta-aluminiumoksiedeja ja -hydroksiedeja sekä sulfideja ja muita epäorgaanisia suoloja ja orgaanisia aineksia. Suuri orgaanisen aineksen määrä vaikuttaa tavallisesti lisäten saven plastisuutta ja heikentäen vedenläpäisevyyttä.

Liejuiset savet ovat tuoreina ruskehtavia, vihreän harmaita ja mustia (sulfidisavet). (Korhonen ja Tammirinne 1974, Mitchell ja Soga 2005.)

## 2.4 Atterbergin rajat

Atterbergin rajat kuvaavat maan eri olomuotojen välisiä vesipitoisuusrajoja. Kuiva tai vähän vettä sisältävä maa on kiinteätä ja murtuu hauraasti pienellä muodonmuutoksella. Vesipitoisuuden kasvaessa maa muuttuu kieritysrajalla muovailtavaksi. Vesipitoisuuden edelleen kasvaessa maa muuttuu juoksevaksi juoksurajalla. (SGY 1985.)

Juoksuraja määritetään tavallisesti kartiokokeesta häirityllä näytteellä. Juoksuraja on vesipitoisuus, jossa 60 g kartio 60 ° kärkikulmalla painuu häirittyyn näytteeseen 10 millimetriä. Tämä painuma vastaa kansainvälisen määrittelyn mukaan suljetun leikkauslujuuden arvoa 1,77 kPa ( $c_{ur} = 1,77 \text{ kPa}$ ). Häirityn näytteen suljettu leikkauslujuus  $c_{ur}$  tiettyssä vesipitoisuudessa määritetään kartiokokeesta mitatusta painumasta  $i$  yhtälöllä (Wood 1990, SFS 2007.):

$$c_{ur} = c \cdot g \frac{m}{i^2}, \quad (1)$$

missä  $c$  on korjauskerroin,  $g$  on putoamiskiihtyvyys ja  $m$  on kartion massa.

Wood (1990) on johtanut funktion häirityn savinäytteen vesipitoisuuden  $w$  ja kartion painuman  $i$  välille seuraavasti. Häirityn saven kokoonpuristuvuutta kuvaava kokoonpuristuvuusindeksi ( $\lambda_i$ ) esitetään ensin ominaistilavuuden  $v$  ja hydrostaattisen tehokaan jännityksen  $p'$  funktiona murtoa vastaavassa invarianttitason jännityssuhteessa  $M$  (kuva 6a, kuva 6b):

$$v = \Gamma - \lambda_i \ln p', \quad \text{kun} \quad q = Mp', \quad (2)$$

missä  $\Gamma$  on ominaistilavuus hydrostaattisessa tehokkaassa jännityksessä  $p' = 1 \text{ kPa}$ ,  $q$  deviatorinen jännitys ja  $p'$  hydrostaattinen tehokas jännitys.

Häirityn näytteen suljetulla leikkauslujuudella  $c_{ur}$  on invarianttitasossa ( $p'$ ,  $q$ ) arvo  $2c_{ur}$ . Edellä mainitun ja yhtälön (2) avulla saadaan häirityn saven suljettu leikkauslujuus  $c_{ur}$  muotoon (Wood 1990):

$$c_{ur} = \frac{q_{ur}}{2} = \frac{M}{2} \exp\left(\frac{\Gamma - v}{\lambda_i}\right) = \frac{M}{2} \exp\left(\frac{\Gamma - 1 - w \cdot G_s}{\lambda_i}\right), \quad (3)$$

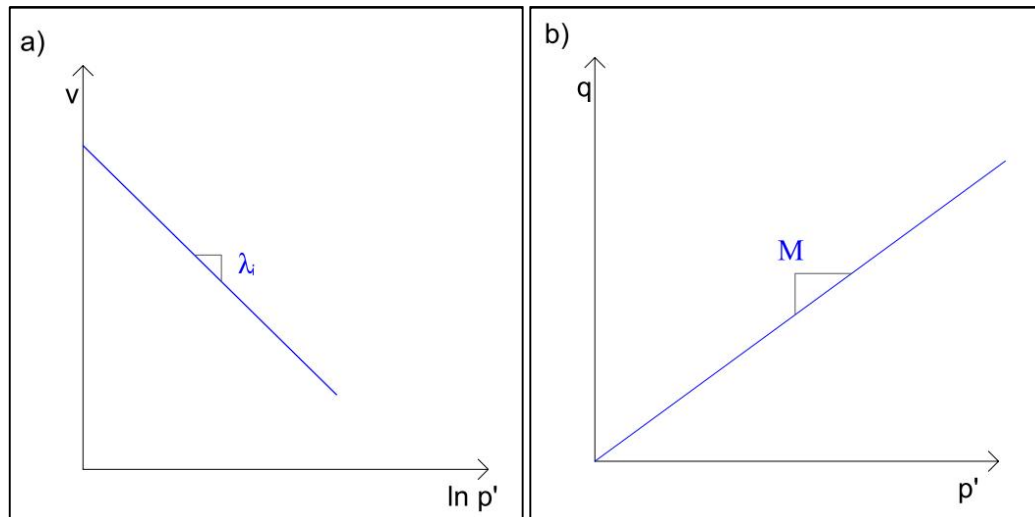
missä  $G_s$  on kiintotiheys.

Yhtälön (3) oletetaan pätevän, kun savinäytettä on vaivattu riittävästi. Tällöin saven rakenne voidaan katsoa särkyneeksi suuressa leikkausmuodonmuutoksessa, jolloin koheesiota on poistunut huomattavasti rakeiden väliltä. Yhtälöt (1) ja (3) yhdistämällä saadaan edelleen vesipitoisuuden  $w$  ja kartiokokeesta mitatun painuman  $i$  väliseksi riippuvuudeksi (Wood 1990):

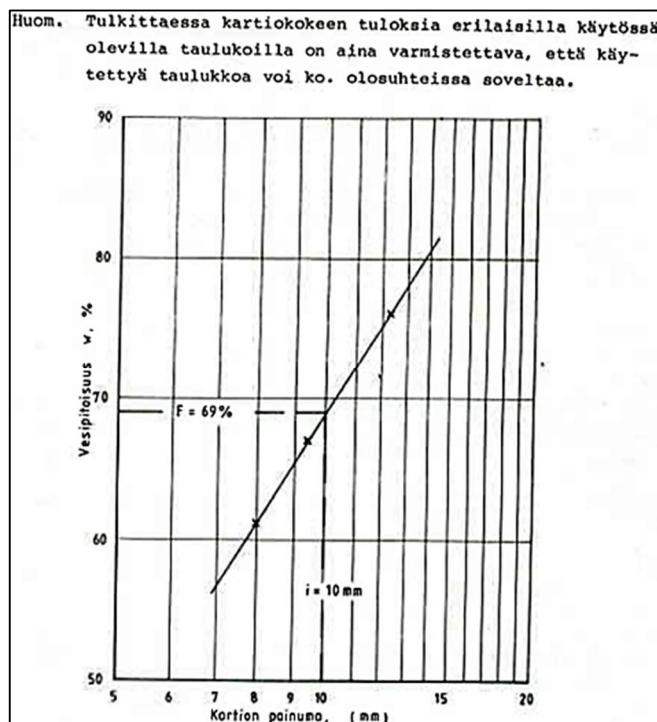
$$w = \frac{2\lambda_i}{G_s} \ln i + \frac{\Gamma - 1}{G_s} + \frac{\lambda_i}{G_s} \ln \left[ \frac{M}{2c \cdot m \cdot g} \right]. \quad (4)$$

Häiritty kokoonpuristuvuusindeksi  $\lambda_i$  määritetään piirtämällä kartion painumat ja näitä vastaavat vesipitoisuudet puolilogaritmiseen koordinaatistoon ja sovittamalla yhtälö (4)

näiden läpi (kuva 7). Tästä kuvaajasta saadaan myös saven juoksuraja interpoloimalla 10 mm painumaa vastaava vesipitoisuus (SGY 1985). Juoksuraja voidaan määrittää myös yksipistemenetelmällä. Tässä menetelmässä juoksuraja saadaan kertomalla näytteen vesipitoisuus suoraan korrelaatiokerroimella. Korrelaatiokerroin määritetään tällöin taulukosta. Menetelmä soveltuu vain, kun näytteen vesipitoisuus on hyvin lähellä juoksurajaa. Tässä menetelmässä siis oletetaan yleispätevä sovitus kartion painuman ja vesipitoisuuden välille. Mikäli sovitus on yhtälön (4) mukainen, havaitaan oletuksen kohdistuvan muun muassa häirityn kokoonpuristuvuusindeksin arvoon. Häirittyä kokoonpuristuvuusindeksiä  $\lambda_i$  ja kriittisen tilan jännityssuhdetta  $M$  tarkastellaan myöhemmin tässä kuvattua tarkemmin.



Kuva 6. Kriittinen tila esitettyä a) ominaisilavuuden ja hydrostaattisen tehokkaan jännityksen muodostamassa tasossa ja b) jännitysinvarianttitasossa.



Kuva 7. Juoksurajan määrittäminen kartiokokeesta (SGY 1985).

Kieritys- ja juoksurajan avulla määriteltäviä konsistenssia kuvaavia suureita ovat plastisuusluku ja juoksevuusluku. Plastisuusluku on yksinkertaisesti juoksurajan  $w_l$  ja kieri-

tysrajan erotus  $w_p$  eli plastisen vesipitoisuusalueen laajuus (Korhonen ja Tammirinne 1974):

$$I_p = w_l - w_p. \quad (5)$$

Juoksevuusluku määritellään plastisuusluvun avulla yhtälöstä (Wood 1990)

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_l - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p}. \quad (6)$$

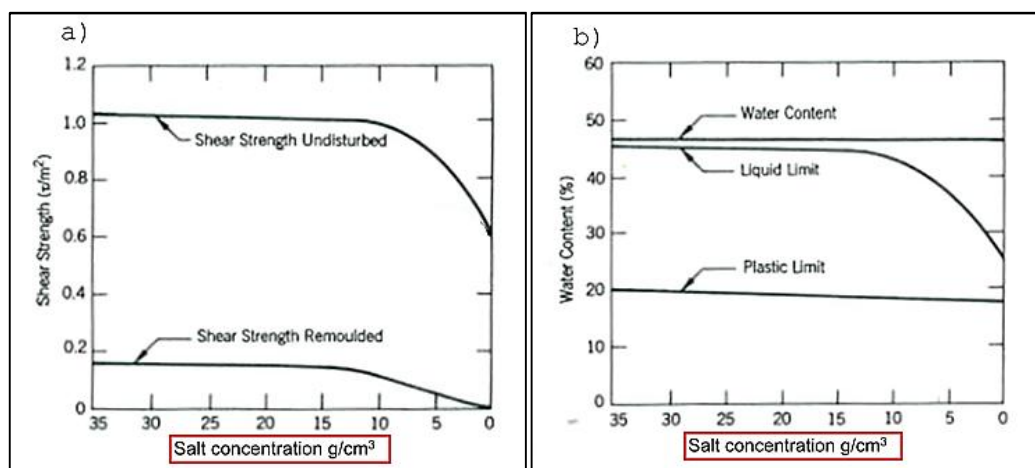
## 2.5 Sensitiivisyys

Saven sensitiivisyys määritellään häiriintymättömän ja häiriintyneen saven suljettujen leikkauslujuuksien suhteena (Korhonen ja Tammirinne 1974):

$$S_t = \frac{c_u}{c_{ur}}. \quad (7)$$

Saven suljetut leikkauslujuudet korreloivat saven huokosveden ionikonsentraation ja tavallisesti myös suolapitoisuuden kanssa (kuva 8a). Sade- ja sulamisvedet, artesinen pohjavedenpaine ja diffuusio aiheuttavat muutoksia saven ionikonsentraatiossa (vapauttavat suoloja) ja täten lisäävät saven sensitiivisyyttä. Näissä ilmiöissä saven vesipitoisuus ja kieritysraja eivät tavanomaisesti muutu, mutta saven juoksuraja pienenee (kuva 8b). Tämän johdosta sensitiivisyys (7) korreloi juoksevuusluvun (6) kanssa siten, että juoksevuusluku kasvaa sensitiivisyyden kasvaessa. (Wood 1990, Rankka et al. 2004, Mitchell ja Soga 2005.)

Sensitiiviselle savelle on ominaista suuri kokoonpuristuvuus rajatulla jännitysalueella, suuri huokosvedenylipaineen kehittyminen leikkauksessa ja alhainen suljetun leikkauslujuuden kehitys kokoonpuristumisessa. Geotekninen maalajiluokitus (1974) jakaa savet hyvin sensitiivisiin ( $S_t > 30$ ), kohtalaisen sensitiivisiin ( $S_t = 10 \dots 30$ ) ja vähän sensitiivisiin saviin ( $S_t \leq 10$ ). SGI (2004) määrittelee yliherkän saven seuraavasti: yliherkkä savi on erittäin sensitiivistä ( $S_t \geq 50$ ) ja häirittyinä huomattavan leikkaantuvaa ( $c_{ur} < 0,4$  kPa).



Kuva 8. a) Suolapitoisuuden vaikutus saven leikkauslujuuteen, b) Suolapitoisuuden vaikutus vesipitoisuuteen ja muihin saven mekaanista tilaa kuvaaviin parametreihin (Mitchell ja Soga 2005).

### 3 Saven muodonmuutos- ja lujuusominaisuudet

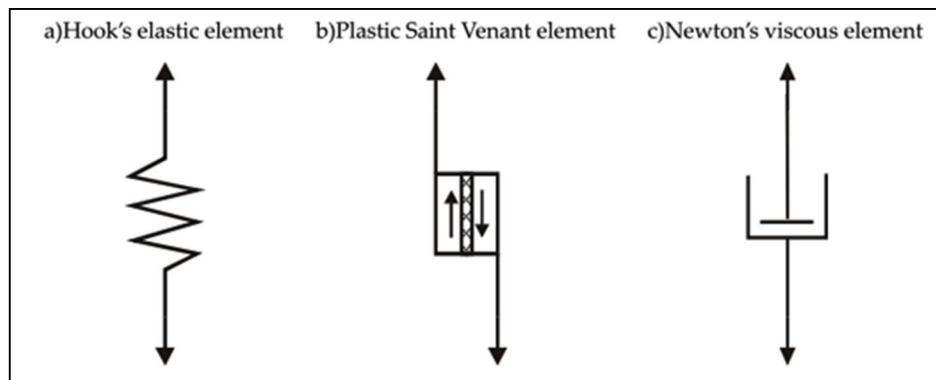
#### 3.1 Reologia

Reologia tutkii kappaleen muodonmuutosta jännityksen alaisena (Suklje 1969). Reologisten tutkimusten pohjalta muodostettua matemaattista mallia kutsutaan tässä reologiseksi malliksi. Kuvassa 9 on esitetty reologisten mallien peruselementit: (a) Hooken elastinen jousi, (b) Saint Venantin plastinen kappale ja (c) Newtonin viskoosi neste (Suklje 1969). Yksinkertaisimmissa reologisissa malleissa matemaattinen kuvaus tapahtuu edellä mainittujen elementtien tai näiden yhdistelmien avulla. Sarjaan kytketyissä yhdistelmissä muodonmuutos on tekijöiden summa (Suklje 1969). Esimerkiksi kytkettäessä kaikki elementit sarjaan muodonmuutokseksi saadaan jokaisen komponentin tekiästä (Suklje 1969 mukaan):

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p + \varepsilon^v. \quad (8)$$

Sarjaan kytkettynä kimmoinen ( $\varepsilon^e$ ) ja plastinen muodonmuutos ( $\varepsilon^p$ ) määritellään vastavasti välittöminä palautuvina ja palautumattomina muodonmuutoksina. Sarjaan kytkettynä viskoosinen muodonmuutos ( $\varepsilon^v$ ) käsitetään puolestaan ajasta riippuvana palautumattomana muodonmuutoksena. (Suklje 1969.)

Reologian peruselementtien (kuva 9) matemaattinen kuvaus ei riitä kuvaamaan saven mekaanista käyttäytymistä riittävällä tarkkuudella. Tämän johdosta reologiset mallit on muodostettava peruselementtejä tarkemmilla kuvauksilla, esimerkiksi kuvaamalla muodonmuutosten ja jännitysten välisiä yhteyksiä eksponentti- tai potenssifunktioilla. Näitä esitetään tässä työssä myöhemmin.



Kuva 9. Reologisten mallien peruselementit a) Hooken kimmoinen jousi b) Saint Venantin plastinen kappale ja c) Newtonin viskoosi neste (Havel 2004).

Tässä työssä muodonmuutokset määritellään seuraavasti. Ajasta riippumaton muodonmuutos voi koostua vain palautuvasta kimmoisesta muodonmuutoksesta ( $\varepsilon^e$ ) ja palautumattomasta plastisesta muodonmuutoksesta ( $\varepsilon^p$ ). Näiden kahden summa määritellään kimmoplastiseksi muodonmuutokseksi. Ajasta riippuva plastinen muodonmuutos määritellään viskoplastiseksi muodonmuutokseksi ( $\varepsilon^{vp}$ ). Kimmoisen ( $\varepsilon^e$ ) ja viskoplastisen ( $\varepsilon^{vp}$ ) muodonmuutoksen summa määritellään kimmoviskoplastiseksi muodonmuutokseksi.

Saven reologiset mallit jaetaan matemaattisen kuvauksen mukaan neljään pääluokkaan (Leroueil 1985):

$$R(\sigma'_1, e) = 0, \quad (9)$$

$$R(\sigma'_1, e, t) = 0, \quad (10)$$

$$R(\sigma'_1, e, \dot{e}) = 0, \quad (11)$$

$$R(\sigma'_1, e, \dot{\sigma}, \dot{e}) = 0, \quad (12)$$

missä  $e$  on huokosluku,  $\dot{e}$  muodonmuutosnopeus ja  $\dot{\sigma}$  kuormitusnopeus. Huokosluku on edelleen funktio muodonmuutoksesta  $\varepsilon$ .

Reologinen malli (9) kuvaa esimerkiksi Terzaghin klassista konsolidaatioteoriaa, jossa aksiaalisen muodonmuutoksen  $\varepsilon_I$  ja ensimmäisen tehokkaan pääjännityksen  $\sigma'_I$  välinen yhteys on ajasta riippumaton ( $M_s \cdot \delta\varepsilon_I = \delta\sigma'_I$ ). Ongelmia muodostuu eri muodonmuutosnopeuksilla tehtyjen CRS-kokeiden mallintamisessa, joissa muodonmuutoksen ja jännityksen välinen yhteys on havaittu selvästi ajasta riippuvaksi. Kun ilmiötä yritetään puolestaan kuvata reologian (10) avulla, referenssiajan asettaminen on hankalaa kuormitusnopeuden vaihdellessa (Leroueil 1985). Tämän johdosta useat savimallit perustuvat muodonmuutosnopeudesta riippuvaan yhtälöön (11). Leroueillin (1985) tutkimusten mukaan kuormitusnopeudella ei ole merkittävää vaikutusta saven muodonmuutosominaisuuksiin yhtälössä (12). Reologista yhteyttä (11) voitaneen siten pitää riittävänä saven mekaanisen käyttäytymisen matemaattiseen kuvaukseen.

### 3.2 Jännitys- ja muodonmuutosinvariantit

Saven jännitykset ensimmäisen pääakselin suhteen symmetrisessä jännitystilassa ( $\sigma'_2 = \sigma'_3$ ) esitetään tavanomaisesti jännitysinvariantteilla (Wood 1990, Suklje 1969 mukaan):

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) = \sigma'_{oct}, \quad (13)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{3}{\sqrt{2}}\tau'_{oct}, \quad (14)$$

missä  $\sigma'_{oct}$  on oktaedrisen tason normaalijännitys ja  $\tau'_{oct}$  oktaedrisen tason leikkausjännitys. Yhtälöihin (13) ja (14) määritettiin yhteys jännitysinvarianttien ( $p'$ ,  $q$ ) ja oktaedrisen tason jännitysinvarianttien välille ( $\sigma'_{oct}$ ,  $\tau'_{oct}$ ) perustuen lähteisiin (Wood 1990, Suklje 1969).

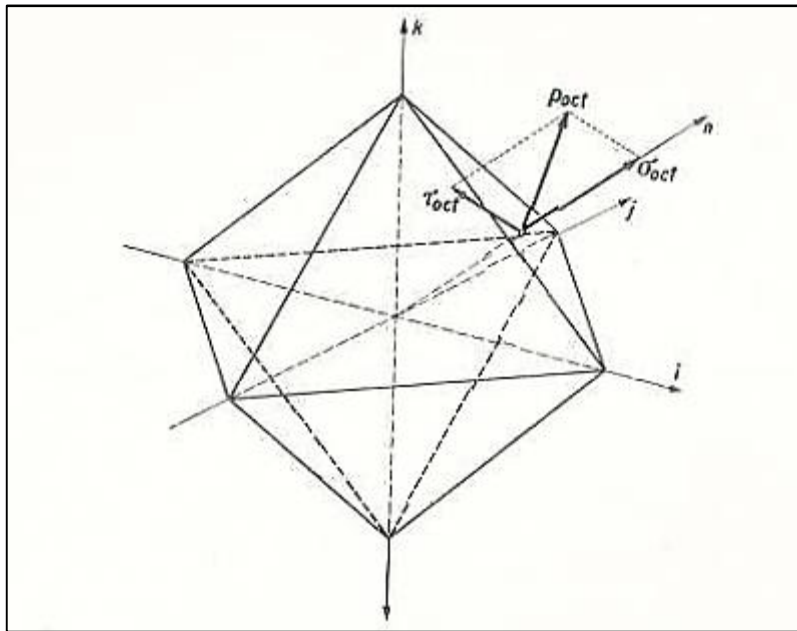
Hydrostaattinen tehokas jännitys  $p'$  (13) ja deviatorinen jännitys  $q$  (14) ovat vastaavasti oktaedrisen tason jännitysten  $\sigma'_{oct}$  ja  $\tau'_{oct}$  (kuva 10) kerrannaisia siten, että kappaleen tekemä sisäinen plastinen työ voidaan jakaa myös hydrostaattiseen  $W_v$  ja deviatoriseen  $W_d$  osaan. Tällöin plastiselle työlle saadaan (Wood 1990):

$$\delta W = \delta W_v + \delta W_d = p' \delta\varepsilon_v + q \delta\varepsilon_s = \sigma'_1 \delta\varepsilon_1 + 2\sigma'_3 \delta\varepsilon_3, \quad (15)$$

missä invariantti  $\varepsilon_v$  on suhteellinen tilavuudenmuutos ja invariantti  $\varepsilon_s$  deviatorinen muodonmuutos.

Invariantteilla pystytään esittämään muun muassa saven murtotila yksinkertaistettuna. Kimmoisessa käyttäytymisessä invariantin (13) voidaan katsoa aiheuttavan vain tilavuudenmuutosta ja invariantin (14) vain deviatorista muodonmuutosta. Plastinen ja viskoplastinen käyttäytyminen on puolestaan yleensä kytkettyä: molemmat jännitysinva-

rianteista aiheuttavat kumpaakin edellä mainituista muodonmuutosinvarianteista. (Wood 1990.)



Kuva 10. Oktaedrisen tason jännitykset (Suklje 1969).

Jännitysinvarianttien avulla saadaan pääakselien suuntaisille jännityksille ensimmäisen pääakselin suhteen symmetrisessä jännitystilassa ( $\sigma'_2 = \sigma'_3$ ) (Wood 2004)

$$\begin{bmatrix} \sigma'_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma'_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma'_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma'_1 - p' & 0 & 0 \\ 0 & \sigma'_2 - p' & 0 \\ 0 & 0 & \sigma'_3 - p' \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} p' & 0 & 0 \\ 0 & p' & 0 \\ 0 & 0 & p' \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} \frac{2}{3}q + p' & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{1}{3}q + p' & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{3}q + p' \end{bmatrix}. \quad (16)$$

Invariantti- ja pääjännitysten suhteille saadaan aksisymmetrisessä tilassa (Wood 2004):

$$K = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = \frac{p' - \frac{1}{3}q}{p' + \frac{2}{3}q}, \quad (17)$$

$$\eta = \frac{q}{p'} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)}. \quad (18)$$

Tehokkaiden pääjännitysten välisen suhteen (maapainekertoimen  $K$ ) pienentyessä lepopainekertoimesta jännitysinvarianttisuhde  $\eta$  (18) kasvaa. Kun maapainekerroin lähenee saven lujuusominaisuuksista riippuvaa vakioarvoa murtorajatila eli niin sanottu kriittinen tila mobilisoituu.

Saven muodonmuutoksia ensimmäisen pääakselin suhteen symmetrisessä muodonmuutostilassa ( $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ ) kuvataan muodonmuutosinvarianteilla (Wood 1990)



$$\varepsilon_v = \frac{\Delta v}{v_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 = 3\varepsilon_{oct}, \quad (19)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) = \frac{1}{\sqrt{2}}\gamma_{oct}, \quad (20)$$

missä  $\varepsilon_{oct}$  on oktaedrisen tason tilavuudenmuutos ja  $\gamma_{oct}$  on oktaedrisen tason leikkausmuodonmuutos. Yhtälöihin (19) ja (20) määritettiin yhteys muodonmuutosinvarianttien ( $\varepsilon_v$ ,  $\varepsilon_s$ ) ja oktaedrisen tason muodonmuutosinvarianttien ( $\varepsilon_{oct}$ ,  $\gamma_{oct}$ ) välille perustuen lähteisiin (Wood 1990, Suklje 1969).

Suhteellinen tilavuudenmuodonmuutos  $\varepsilon_v$  ja deviatorinen muodonmuutos  $\varepsilon_s$  ovat vastaavasti oktaedrisen tason muodonmuutosten  $\varepsilon_{oct}$  ja  $\gamma_{oct}$  kerrannallisia siten, että kappaleen tekemä plastinen työ (15) saadaan jaettua myös hydrostaattiseen ja deviatoriseen osuuteen. Muodonmuutosinvarianttien avulla saadaan pääakselin suuntaiset muodonmuutokset (Wood 2004)

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \varepsilon_1 - \varepsilon_v & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 - \varepsilon_v & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 - \varepsilon_v \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \varepsilon_v & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_v & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_v \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} \varepsilon_s + \frac{1}{3}\varepsilon_v & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{1}{2}\varepsilon_s + \frac{1}{3}\varepsilon_v & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{2}\varepsilon_s + \frac{1}{3}\varepsilon_v \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (21)$$

sekä edelleen erilaisten muodonmuutosdifferentiaalien suhteet edellä mainitussa symmetrisessä tilassa (Wood 2004):

$$\frac{\delta \varepsilon_3}{\delta \varepsilon_1} = \frac{-\frac{1}{2}\delta \varepsilon_s + \frac{1}{3}\delta \varepsilon_v}{\delta \varepsilon_s + \frac{1}{3}\delta \varepsilon_v}, \quad (22)$$

$$\frac{\delta \varepsilon_s}{\delta \varepsilon_v} = \frac{\frac{2}{3}(\delta \varepsilon_1 - \delta \varepsilon_3)}{\delta \varepsilon_1 + 2\delta \varepsilon_3}. \quad (23)$$

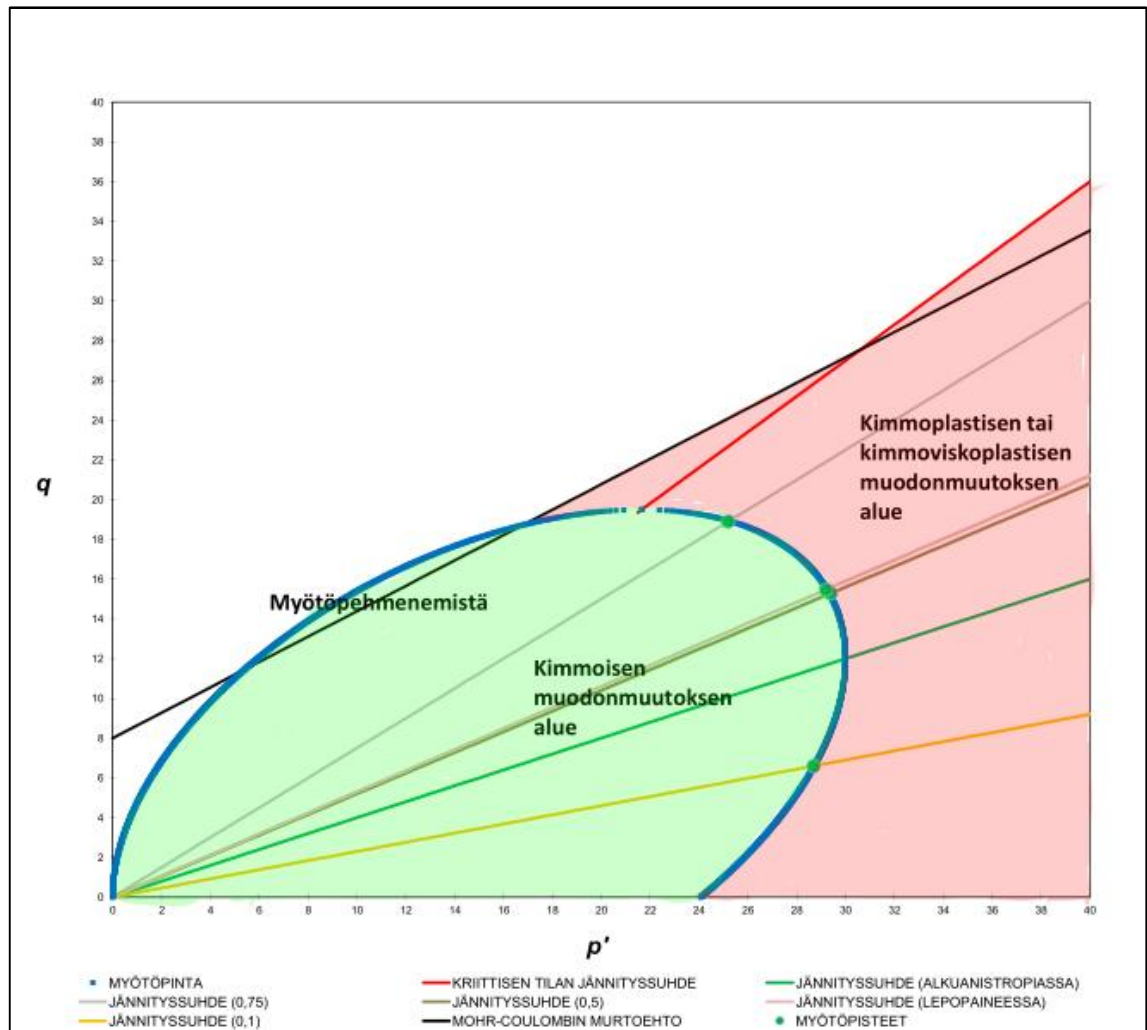
Tehokkaiden päämuodonmuutosten välisen suhteen (22) pienentyessä arvoon -1/2 invarianttisuhte (23) kasvaa rajatta. Tällöin savi lähestyy murtorajatilaa ja niin sanottua kriittistä tilaa. Kolmiaksaalikoetta käytetään murtorajatilan ja differentiaalisuhteen (23) selvittämiseen jännityssuhteen (18) funktiona. Tässä kokeessa jännitys- ja muodonmuutostila toteuttaa edellä tarkastellun aksisymmetrisen tilan ehdot ( $\sigma'_2 = \sigma'_3$ ) ja ( $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ ).

### 3.3 Kimmoplastisuus

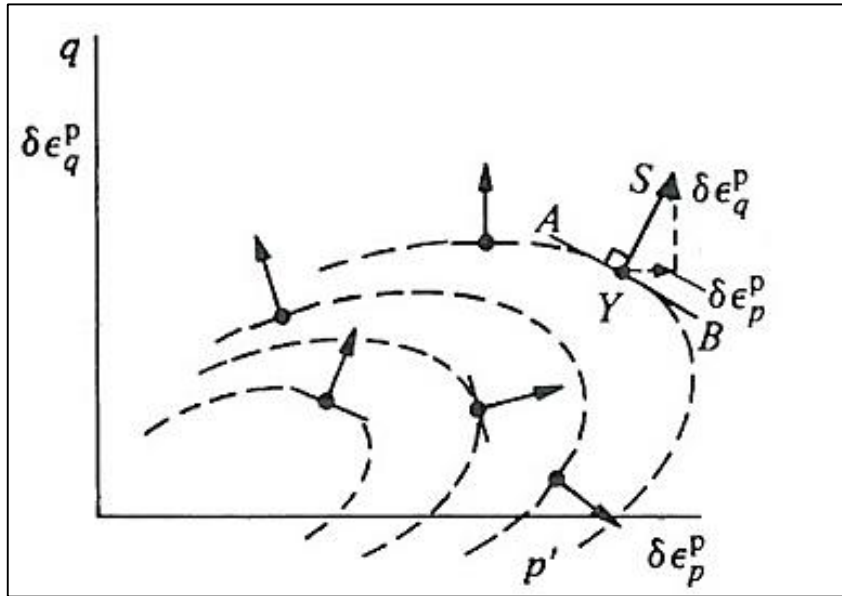
Saven mekaanista käyttäytymistä kuvataan modernissa maamekaniikassa savimalleilla, joissa oletetaan joko yhtälön (9) tai yhtälön (11) mukaista reologiaa. Käyttäytymistä ilmaistaan lähes poikkeuksetta jännitysinvarianttien  $p'$  (13) ja  $q$  (14) muodostamassa tasossa (kuva 11). Reologian (9) sisältävät savimallit ovat usein kimmoplastisia ja reologian (11) sisältävät mallit kimmoviskoplastisia.

Kimmoplastisissa savimalleissa kimmoista ja kimmoplastista muodonmuutosta vastaavat jännitysalueet erotetaan tavanomaisesti myötöpinnalla (kuva 11). Myötöpinna si-

sälle vievät jännityspolut saavat aikaan kimmoista muodonmuutosta. Kimmoisessa muodonmuutoksessa myötöpinta pysyy paikallaan invarianttitasossa. Myötöpinnan ulkopuolelle pyrkivät jännityspolut saavat aikaan kimmoplastista muodonmuutosta. Kimmoplastisessa muodonmuutoksessa myötöpinta siirtyy uuteen asemaan vastaamaan uutta jännitystilaa (kuva 12), joten käytännössä jännitys ei pääse myötöpinnan ulkopuolelle. Kimmoplastisessa muodonmuutoksessa myötöpinnan siirtymä on usein laajene- mista, jolloin myötöpinnan sisäinen kimmoisen muodonmuutoksen alue suurenee. (Wood 1990.)



Kuva 11. Myötöpinta jakaa saven jännitystilat muodonmuutoksiltaan erilaisiin alueisiin.



Kuva 12. Myötöpinnan laajeneminen ja assosioitu myötösääntö (Wood 1990).

Differentiaaliset muodonmuutossuhteet (22), (23) riippuvat jännityssuhteista (17) ja (18), kun plastiset muodonmuutosvektorit ovat olemassa myötöpinnalla. Assosioidun myötön avulla plastinen muodonmuutosvektori on puolestaan kohtisuorassa myötöpintaa vastaan (kuva 12). Kun plastiset muodonmuutosvektorit ovat olemassa myötöpinnalla ja assosioitu myötö on voimassa, niin myötöpinnan muoto määrää suoraan jännityssuhdetta vastaavan differentiaalisen muodonmuutossuhteen. Tällöin tämä muodonmuutossuhde voidaan siis esittää maanpaine kertoimen funktiona (Schofield ja Wroth 1968, Wood 1990.):

$$\frac{\delta \epsilon_s}{\delta \epsilon_v} = f\left(\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}\right). \quad (24)$$

Ödometrikokeen jännityssuhdetta kimmoplastisten muodonmuutosten alueella arvioidaan tavallisesti olettamalla savi kerrostuneeksi anisotrooppisessa jännitystilassa ( $\eta \neq 0$ , jolloin  $K \neq 1$ ) (Jaky 1948, Yin ja Karstunen 2011):

$$K_0 = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \approx 1 - \sin \phi'. \quad (25)$$

Maanpaine kertoimesta  $K$  (17) seuraa edelleen yhteyden (24) kanssa differentiaalinen muodonmuutossuhde (22). Myötöpinnan muodon merkitys korostuu siten arvioitaessa savinäytteen vaak- ja pystysiirtymiä. Tavallisia myötöpinnan muotoja ovat logaritminen spiraali (Schofield ja Wroth 1968) ja ellipsi (Roscoe ja Burland 1968) häiriitylle savelle tai kierretty ellipsi häiriintymättömälle savelle (Dafalias 1986, Korhonen ja Lojander 1987).

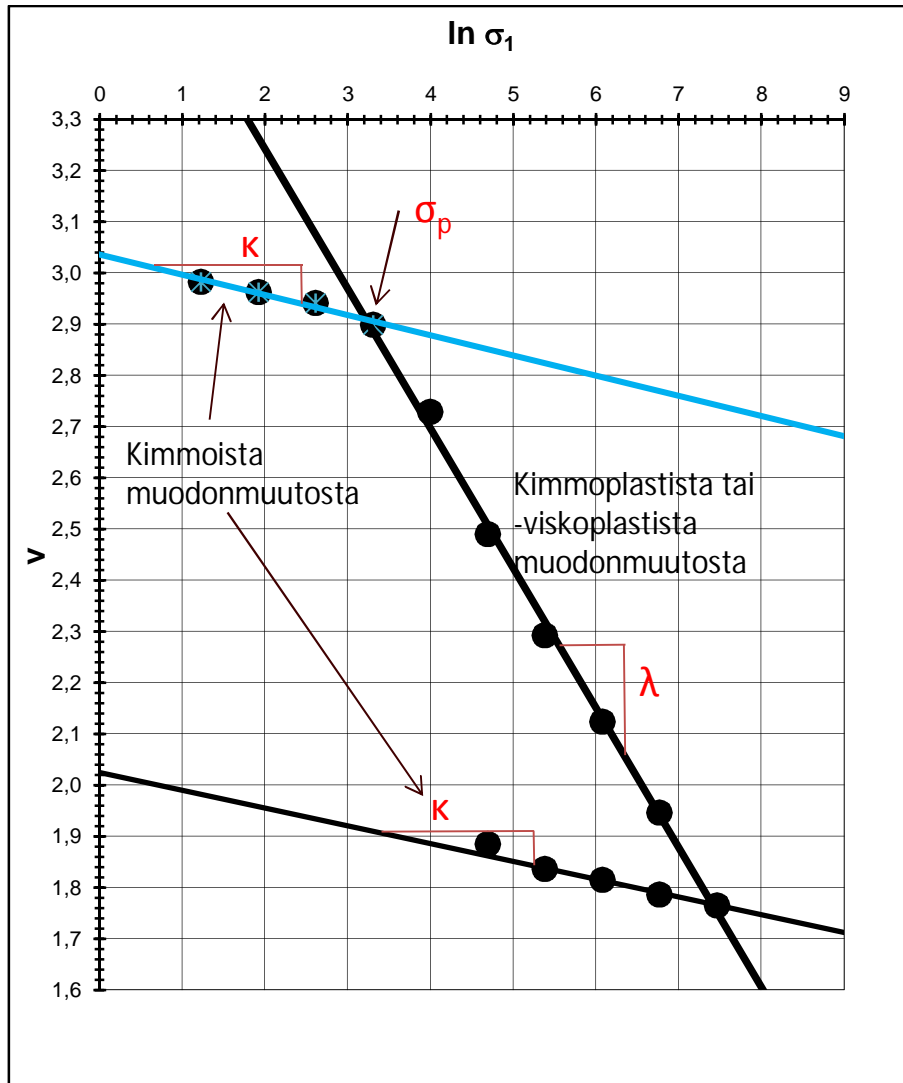
Isotrooppisessa jännityssuhteessa ( $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ ) määritellään hydrostaattisen tehokkaan jännityksen  $p'$  ja ominaistilavuuden  $v$  välille (kokoonpuristuvuusindeksit) yhteydet (Wood 1990):

$$v = v_k - \kappa \ln p' \quad \text{ylikonsolidoituneella alueella (YK),} \quad (26)$$

$$v = v_\lambda - \lambda \ln p' \quad \text{normaalikonsolidoituneella alueella (NK),} \quad (27)$$

missä  $v_\kappa$  ja  $v_\lambda$  ovat ominaistilavuuden arvot suorilla hydrostaattisen tehokkaan jännityksen  $p'$  arvolla 1.

Muodonmuutoksia rajaavaa pistettä sanotaan puolestaan esikonsolidaatiojännitykseksi ( $\sigma_p$ ). Kokoonpuristuvuusindeksit ( $\lambda$ ,  $\kappa$ ) määritetään lähes poikkeuksetta ödometrikokeesta olettamalla vastaavat kokoonpuristuvuusindeksit logaritmisin aksiaalisen jännityksen ja ominaistilavuuden välisten suorien kulmakertoimiksi (kuva 13).



Kuva 13. Ödometrikokeesta määritetty aksiaalisen jännityksen ja ominaistilavuuden välinen yhteys.

Kriittinen tila määritellään plastisten muodonmuutosten alueella jännityssuhteena, jossa muodonmuutossuhde (23) kasvaa rajatta. Käytännössä kriittinen tila (kuva 6 ja kuva 11) saavutetaan murretaessa häirittyä savinäytettä (Schofield ja Wroth 1968). Tutkimuksien mukaan häiriintymättömällä sensitiivisellä savinäytteellä kriittinen tila voidaan saavuttaa suurilla muodonmuutoksilla, jolloin on ilmennyt merkittävää destruktuuraatiota. Tällöin leikkausvastus siirtyy enemmän koheesiosta ja kitkasta kohti pelkkää kitkaa. (Saihi et al. 2002, Leroueil ja Hight 2003.)

Kriittisen tilan jännityssuhteella  $M$  on invarianttitasossa plastisten muodonmuutosten alueella yhtälö (Wood 1990) (kuva 11):

$$M = \frac{q}{p'} = \text{vakio}. \quad (28)$$

Koordinaatiston muutoksella voidaan edelleen esittää kriittinen tila saven kitkakulman  $\phi$  avulla (Wood 1990):

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}. \quad (29)$$

Hvorslev (1937) määrittä saven huippulujuutta rasialeikkaukskoeksessa. Hvorslevin tuloksien mukaan saven huippulujuus rasialeikkaukskoeksessa voidaan esittää yhtälöllä (Wood 1990):

$$\frac{\tau_h}{\sigma'_{ve}} = c'_{ve} + \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{ve}} \tan \phi'_e, \quad (30)$$

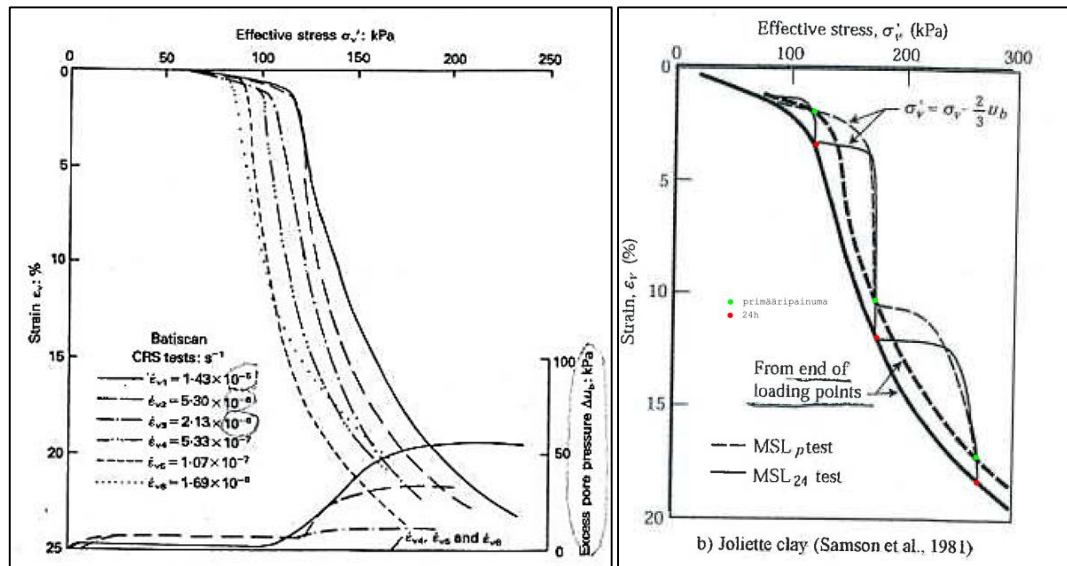
ja edelleen Mohr-Coulombin murtoehdolla (Leroueil ja Hight 2003):

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'. \quad (31)$$

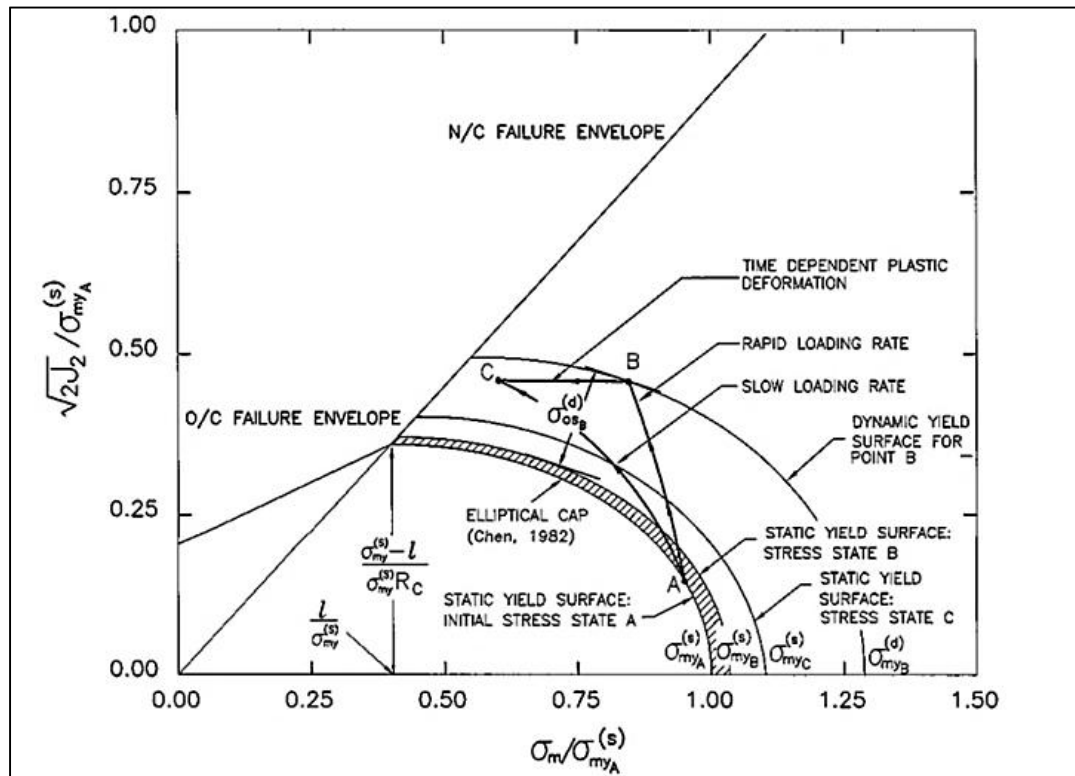
Yhtälön (31) voidaan tulkita pätevän hyvin ylikonsolidoituneella savella, jolle tyypillistä on myötöpehmeneminen (kuva 11). Myötöpehmenemisessä plastisen muodonmuutosvektorin tilavuudellinen komponentti ( $\delta \epsilon_v$ ) on negatiivinen (kuva 12). Tämä johtaa myötöpinnan suppenemiseen ja edelleen saven dilataatioon. (Wood 1990.)

### 3.4 Kimmoviskoplastisuus

Edellä kuvatun käsityksen mukaan portaittaisessa ödometrikokeessa ja jatkuvapuristeisessä kokeessa esikonsolidaatiojännitys  $\sigma_p$  erottaa kimmoiset ja kimmoplastiset muodonmuutokset toisistaan (kuva 13). Esikonsolidaatiojännitys tulkitaan siten erääksi myötöpisteeksi invarianttitason myötöpinnalle (kuva 11). CRS-kokeiden mukaan tämä myötöpiste riippuu myös muodonmuutosnopeudesta (kuva 14a). Tämä johtaa siihen, ettei portaittaisen ödometrikokeen todellinen jännitys-muodonmuutos -polku vastaa pistemäisten kuormitusportaiden havaintojen avulla interpoloitua polkua (kuva 14b). Edelleen koko myötöpinta voidaan määritellä muodonmuutosnopeudesta riippuvaiseksi. Tässä kimmoviskoplastisessa käyttäytymisessä reologinen yhteys on yhtälön (11) mukaista ja normaalikonsolidoituneen alueen siirtymät kimmoviskoplastisia (kuva 11). Myötöpinnan lisäksi voidaan määritellä dynaaminen kuormituspinta kuvaamaan eri muodonmuutosnopeuksia vastaavia jännitystiloja. Dynaamiset kuormituspinnat perustuvat Perzynan (1963) jännitysteoriaan (Adachi ja Oka 1982). Kuormitettaessa dynaaminen kuormituspinta on staattisen myötöpinnan ulkopuolella, jota staattinen myötöpinta lähestyy (kuva 15).



Kuva 14. a) CRS-kokeita eri muodonmuutosnopeuksilla (Leroueil 1985) ja b) Portaittainen ödometrikoe (Leroueil 1985).



Kuva 15. Staattinen ja dynaaminen myötöpinta (Rowe ja Hinchberger 1998).

### 3.5 Suljettu tila

Suljetussa tilassa saven nestemäärän muutos on nolla (Detournay 1993):

$$\zeta = 0 \quad (32)$$

eli saveen ei siirry vettä eikä savesta poistu vettä. Suljettu tila muodostuu hetkellisesti vettä huonosti läpäisevän kyllästyneen maan (saven) merkittävän kuormituksen alussa. Useissa konsolidaatioteorioissa oletetaan suhteellisen tilavuudenmuutosnopeuden vastaavan nettovirtaaman muutosta virtausmatkan suhteen. Koska suljetussa tilassa neste-

määrä ei muutu, ei saven suhteellista tilavuudenmuutosta tapahdu kuormituksen alussa merkittävästi. Tällöin kimmoplastisten savimallien kokonaistilavuudenmuutos on lähes nolla. Kimmoplastisissa malleissa tämä saadaan asettamalla plastinen suhteellinen tilavuudenmuodonmuutos vastaamaan kimmoista suhteellista tilavuudenmuodonmuutosta (Wood 1990):

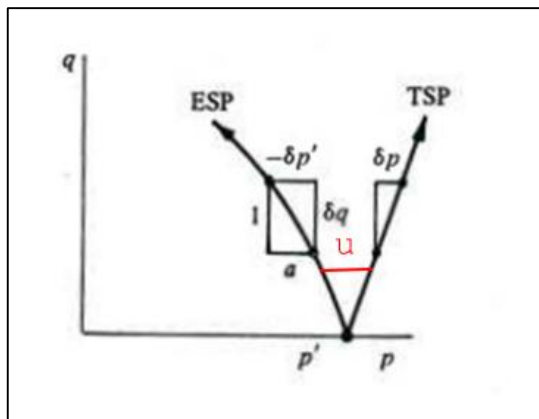
$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p = 0. \quad (33)$$

Vastaavasti kimmoviskoplastisissa malleissa kimmoisen suhteellisen tilavuudenmuodonmuutosnopeuden on vastattava viskoplastista suhteellista tilavuudenmuodonmuutosnopeutta suljetussa tilassa (Vermeer ja Neher 1999).

Suljetussa tilassa mobilisoituva huokosvedenylipaineen differentiaali on hydrostaattisen jännityksen ja hydrostaattisen tehokkaan jännityksen differentiaalien erotus (Wood 1990):

$$\delta u = \delta p - \delta p' \quad (34)$$

Suljetussa tilassa muodostunut huokosvedenylipaine ( $u = p - p'$ ) on puolestaan kuvan 16 invarianttitasossa kokonaisjännityspolun TSP (=total stress path) ja tehokkaan jännityspolun ESP (=effective stress path) väliin jäävä vaakasuora etäisyys.

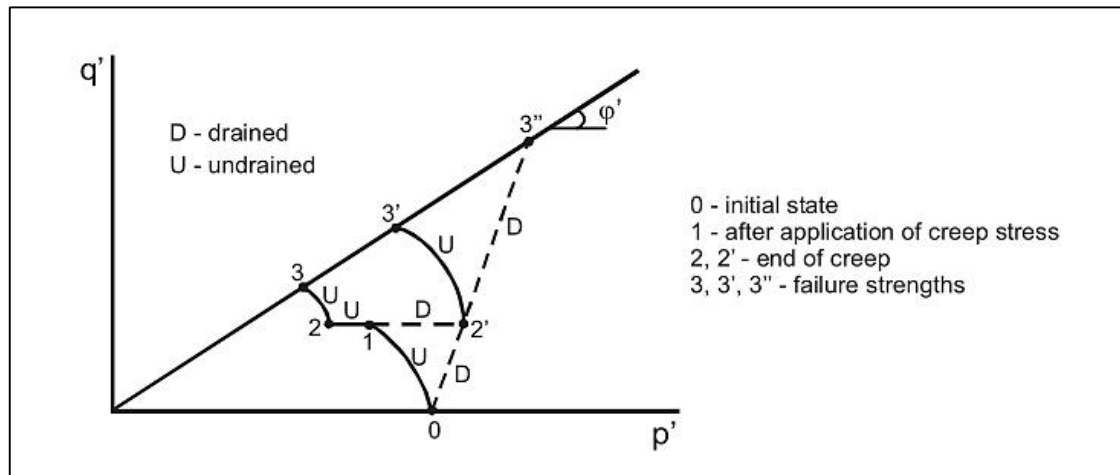


Kuva 16. Huokosvedenpaineen komponenttien kehittyminen suljetussa tilassa (Wood 1990). Kuvaan on lisätty huokosvedenpaine  $u$ .

Yhtälön (34) ensimmäisen termi vastaa ulkoista kuormituksen muutosta (kun neste oletetaan kokoonpuristumattomaksi) toisen termin riippuessa saven ominaisuuksista. Tämä yhtälö voidaan esittää myös Skemptonin (1954) huokospaineparametrien avulla olettamalla huokosvedenylipaineen, hydrostaattisen jännityksen ja deviatorisen jännityksen differentiaalien välille lineaarinen yhteys (Wood 1990):

$$\delta u = B(\delta p + A\delta q). \quad (35)$$

Kokoonpuristumattomalla nesteellä Skemptonin huokospaineparametri  $B$  saa arvon 1. Saven viskoosiset ominaisuudet vaikuttavat puolestaan merkittävästi huokospaineparametrin  $A$  suuruuteen. Plastista tilavuudenmuutosta pyrkii kehittymään sitä enemmän, mitä kauemmin tila pysyy tarpeeksi suljettuna (kuva 17, polku 1-2). Kun tilavuudenmuutosta ei pääse vapaasti muodostumaan eli vettä ei virtaa tilasta ulos ilmenee tämä huokosvedenylipaineen kasvuna (Vermeer ja Neher 1999).



Kuva 17. Viskoosisen käyttäytymisen vaikutus huokosvedenpaineeseen (Havel 2004).

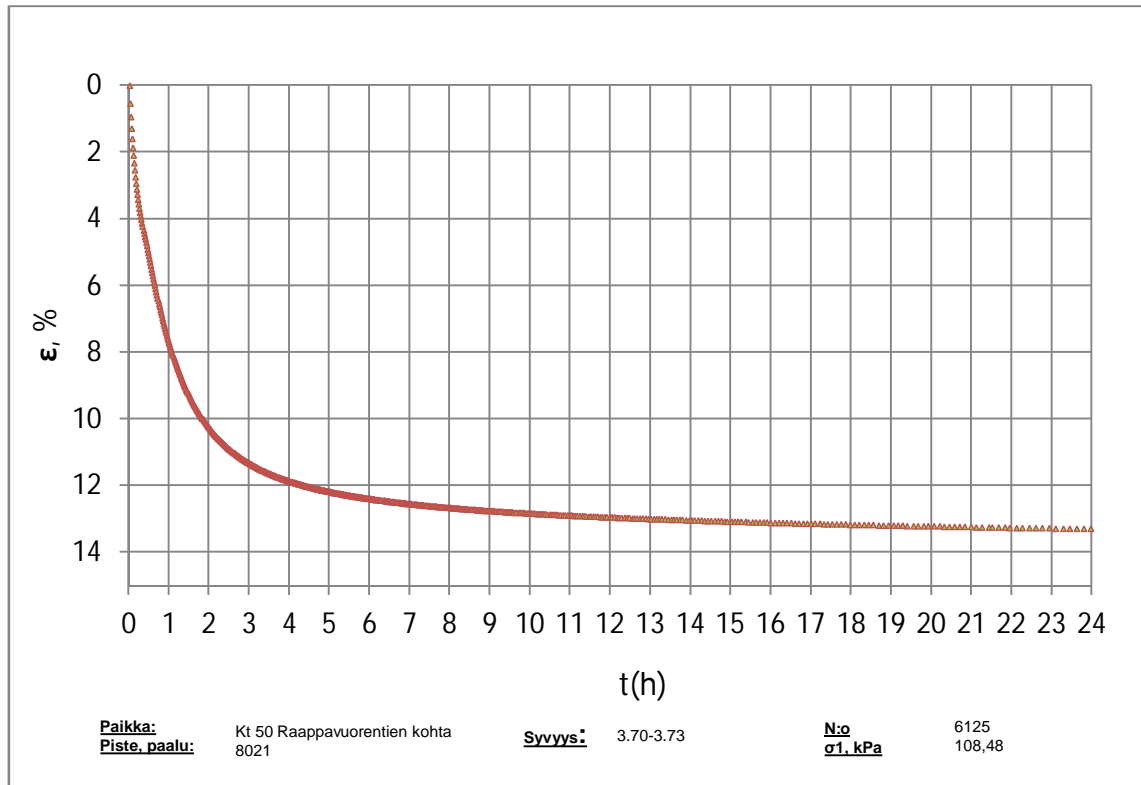
Suljetulla leikkauslujuudella tarkoitetaan leikkausjännitystä suljetussa tilassa tapahtuvassa murroksessa. Koordinaatiston muutoksesta johtuen suljettu leikkauslujuus invariantitasossa ( $p'$ ,  $q$ ) on kaksinkertainen verrattuna tasoon ( $\tau$ ,  $\sigma'_n$ ). Käytännössä suljettu leikkauslujuus saavutetaan yhtälön (35) mukaisessa osittain savesta riippuvassa jännityspolussa, joka lopulta johtaa murtoon. Ylikonsolidoituneella savella jännityspolun voidaan katsoa vievän Mohr-Coulombin murtoehtoon tai myötöpehmenemisen kautta kriittisen tilan suoralle (kuva 11). Normaalikonsolidoituneella savella murto tapahtuu kriittisen tilan suoralla. (Leroueil ja Hight 2003, Wood 1990.)

### 3.6 Konsolidaatio

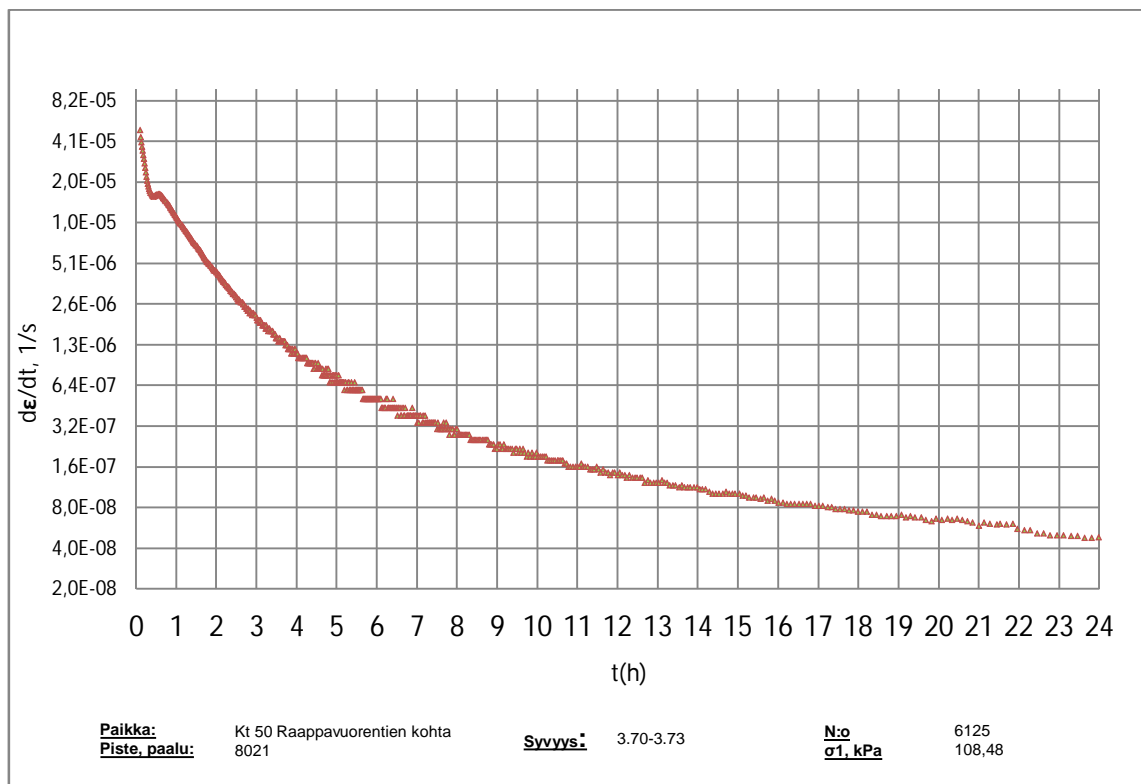
Suljetussa tilassa saveen muodostunut huokosvedenylipaine poistuu suljettua tilaa seuraavassa konsolidaatiossa. Tällöin saven läpi kulkeva huokosveden nettovirtaama muuttuu, jolloin savessa tapahtuu painumaa ja sivusiirtymää. Konsolidaatiossa tapahtuvaa painumaa kutsutaan primääripainumaksi. Saven konsolidaatioon liittyviä parametreja pyritään määrittämään ödometrikokeella. Parametreja määritetään aksiaalisen jännityksen, ominaistilavuuden (tai aksiaalisen muodonmuutoksen) ja ajan välille. Ödometrikokeessa sivusiirtymät on estetty jäykän renkaan avulla ( $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ ), jolloin aksiaalinen muodonmuutos vastaa suoraan suhteellista tilavuudenmuutosta.

Kuvassa 18 on esitetty ödometrikokeesta mitattu savinäytteen yksittäisen kuormitusportaan aksiaalisen muodonmuutoksen ja kuormitusajan välinen riippuvuus. Sopivat ja tunnetut sovitukset kuvaan 18 ovat neliöjuurisovitus (Taylor) ja logaritmisovitus (Casagrande). Näissä sovituksissa oletetaan näytteen painuman loppuvan äärellisessä ajassa ja siten kokeen aikana (24 h). Tätä painumaa kutsutaan primääripainumaksi. Kuormitusportaan painuma jatkuu todellisuudessa vielä 24 tunnin jälkeenkin ja ilman huokosvedenylipainetta. Primääristä konsolidaatiopainumaa seuraavaa painumaa kutsutaan sekundääripainumaksi. Muodonmuutosnopeus ilmenee kuvassa 18 sovituskäyrän tangentin kulmakertoimenä. Muodonmuutosnopeutta on edelleen havainnollistettu kuvassa (19). Savinäytteelle on tyypillistä suuri muodonmuutosnopeus kokeen alussa (jyrkkä tangentti) ja hidastuva muodonmuutosnopeus (loiventuva tangentti) kohti kokeen loppua.





Kuva 18. Ödometrikokeen kuormitusportaasta (104 kPa) mitattu aksiaalisen muodonmuutoksen ja ajan välinen riippuvuus.



Kuva 19. Ödometrikokeen kuormitusportaasta (104 kPa) mitattu muodonmuutosnopeuden ja ajan välinen riippuvuus.

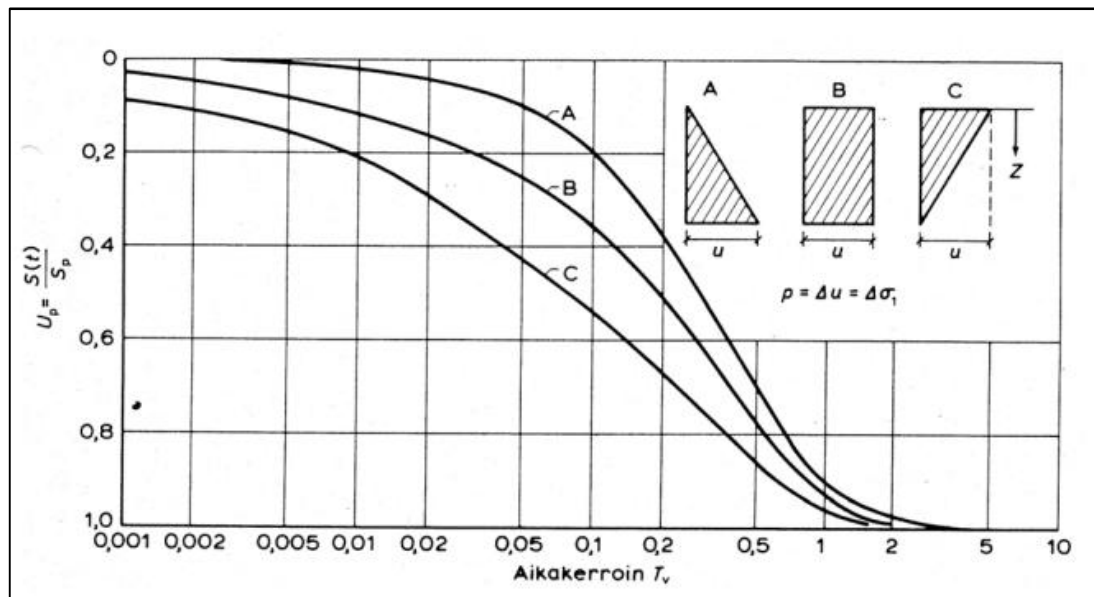
Analyttinen ratkaisu näytteen yksittäiselle kuormitusportalle (primääriconsolidaatiopainumalle) on mahdollista määrittää Terzaghin 1-ulotteisesta konsolidaatioyhtälöstä (Terzaghi et al. 1996):

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{k M_s}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial u}{\partial t}. \quad (36)$$

Huokosvedenylipaine määritetään differentiaaliyhtälön ratkaisuna muodossa (Suomen rakennusinsinöörien liitto 1985, Terzaghi et al. 1996):

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{(2m+1)\pi} [1 - \cos(2m+1)\pi] \sin \frac{(2m+1)\pi z}{2h} \exp \left[ \frac{-(2m+1)^2 \pi^2 T_v}{4} \right]. \quad (37)$$

Yhtälön (37) avulla voidaan edelleen määrittää muodonmuutoksen ja ajan välinen riippuvuus (kuva 20).



Kuva 20. Terzaghin analyttinen ratkaisu logaritmiasteikolla erilaisista reunaehdoista riippuville huokosvedenylipaineen jakaumille A, B, C (Suomen rakennusinsinöörien liitto 1985).

Likimääräinen ratkaisu voidaan esittää huomattavasti tätä yksinkertaisemmassa muodossa ajan neliöjuuren tai eksponenttiajan avulla (Suomen rakennusinsinöörien liitto 1985):

$$U(t) = 1.13\sqrt{T_v} \quad , \text{ kun } 0 < U < 0.50, \quad (38)$$

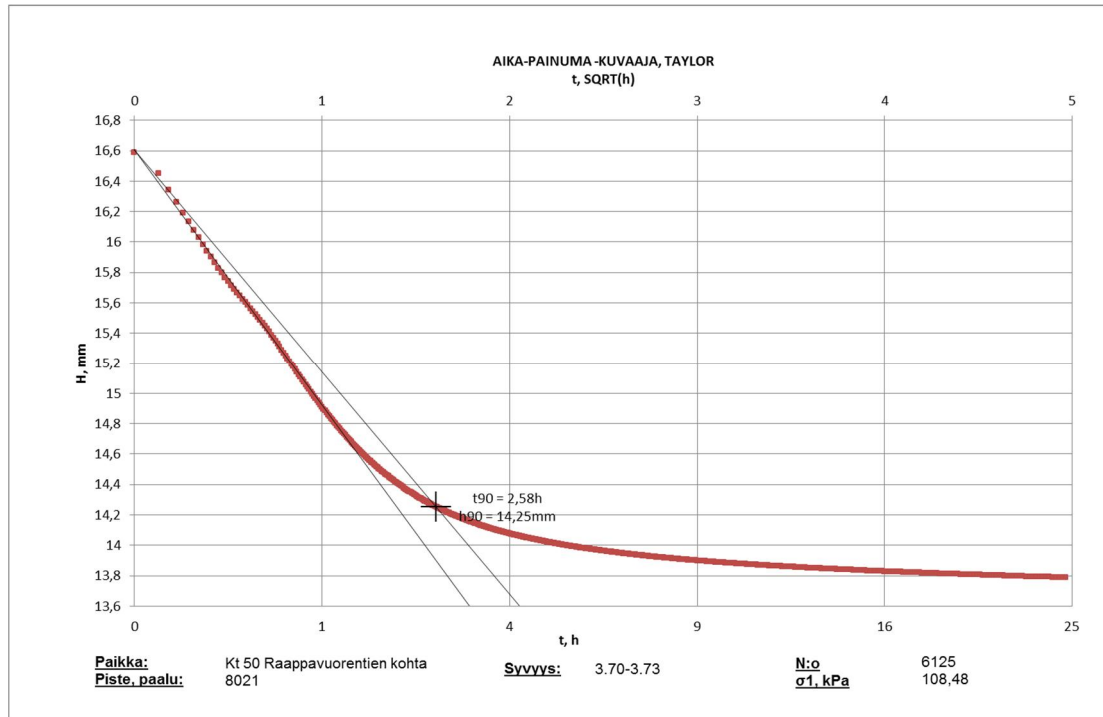
$$U(t) = 1 - 0.81 \exp[-2.5 T_v] \quad , \text{ kun } 0.50 \leq U < 1.00, \quad (39)$$

missä aikatekijä

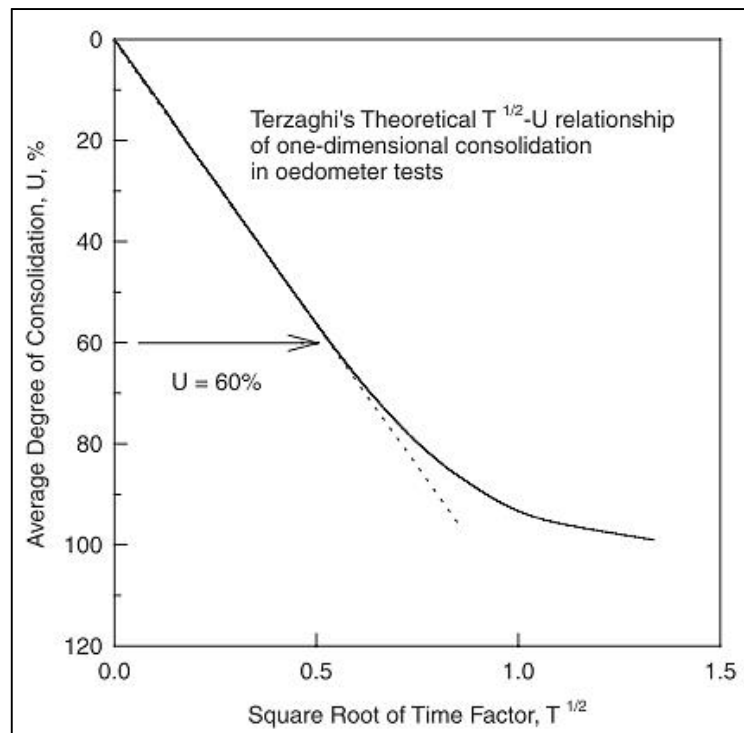
$$T_v = \frac{c_v t}{h^2}. \quad (40)$$

Taylorin menetelmässä painumahavainnot piirretään ajan neliöjuuren funktiona. Likimääräisen ratkaisun osasta (38) havaitaan Taylorin neliöjuurisovituksen soveltuvan mitaushavainnoille jopa 50 % muodonmuutokselle asti. Taylorin menetelmässä (kuvat 21 ja 22) pyritään täten sovittamaan havaintojen alkuosa suoralle, jonka jälkeen on tarkoitus ekstrapoloida yhtälön (39) avulla 90 % konsolidaatioastetta vastaava konsolidaatio-aika. Casagranden menetelmässä puolestaan piirretään painumahavainnot ajan logaritmin funktiona (kuva 23). Tämän jälkeen määritetään 100 % konsolidaatioastetta vastaa-

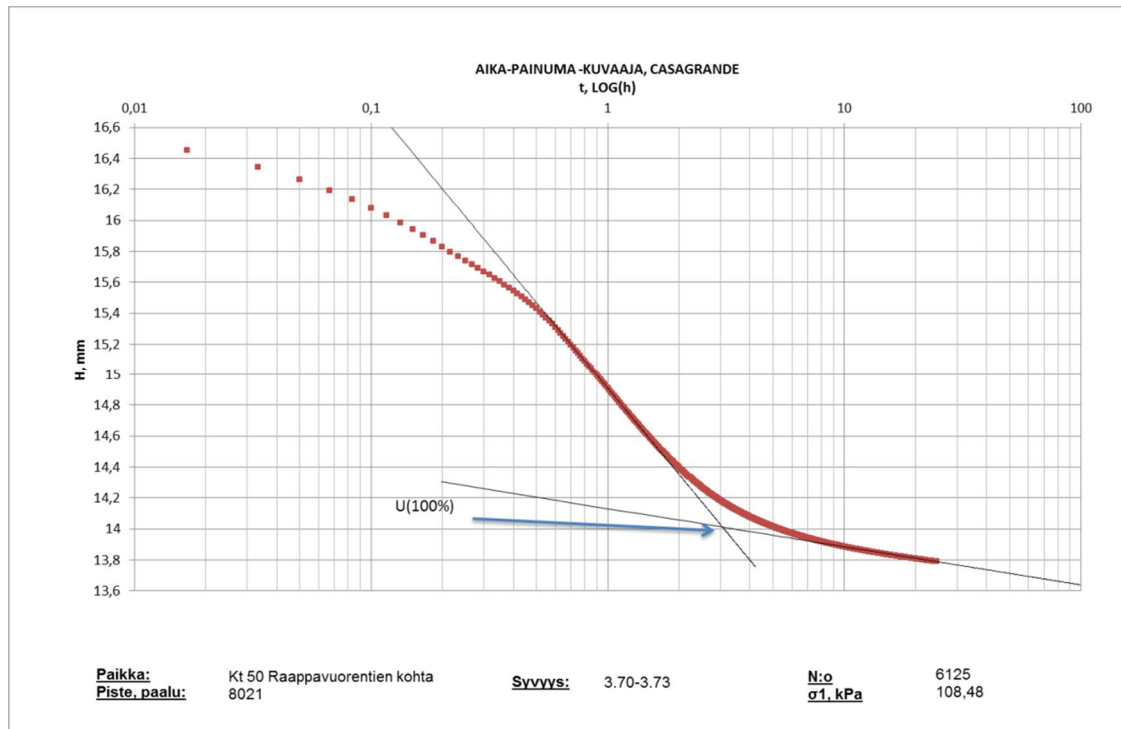
va muodonmuutos primääri- ja sekundääripainuman tangenttien avulla. Muodonmuutoksen nollopiste saadaan approksimoimalla neliösovitusta käyrän alkuosalle. Näiden havaintojen avulla pyritään määrittämään 50 % konsolidaatioastetta vastaava konsolidaatioaika. Edelleen 50 % tai 90 % konsolidaatioaikojen avulla voidaan määrittää konsolidaatiokertoimet ja edelleen aikakertoimet ( $T_v$ ), joilla saadaan teoreettinen ratkaisu sovitettua. (Suklje 1969.)



Kuva 21. Konsolidaatiokertoimen määrittäminen Taylorin menetelmällä: varhaiset havainnot on sovitettu suoralle.



Kuva 22. Konsolidaatiokertoimen määrittäminen Taylorin menetelmällä: neliöjuurisovituksen korrelaatio suhteessa teoreettiseen ratkaisuun (Feng ja Cheng 2001).



Kuva 23. Konsolidaatiokertoimen määrittäminen Casagranden menetelmällä: Primääripainuman loppulukema ja sekundääripainuman alkulukema on suorien leikkauksessa.

Biotin (1941) lineaarinen poroelastisuusteoria on Terzaghin teoriaa yleisempi ja se pätee myös kolmiulotteisessa virtaustilanteessa. Biotin lineaarisessa poroelastisuudessa tarkastellaan samanaikaisesti sekä kappaleen kimmoista käyttäytymistä että veden siirtymistä huokosissa. Seuraavaksi tarkastellaan täysin vedellä kyllästyneen materiaalin lineaarista poroelastisuutta Biotin teorian puitteissa. Tässä kappaleessa määritellään suhteellinen tilavuudenmuutos kokoonpuristumisessa negatiiviseksi poiketen edellä esitetyistä merkissäännöistä. Muuttuja  $u$  määritellään tässä huokosvedenylipaineeksi. Poroelastisessa teoriassa hydrostaattisen jännityksen ja huokosvedenpaineen muutokset aiheuttavat suhteellisen tilavuudenmuutoksen tehokkaan jännityksen periaatteen mukaisesti (Detournay 1993, Wang 2000):

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = -a_{11}p + a_{12}u. \quad (41)$$

Nestemäärän muutos  $\zeta$  määritellään nesteen tilavuuden muutoksen suhteena saven yksikkötilavuuteen. Nestemäärän muutos  $\zeta$  oletetaan vastaavalla tavalla lineaarisesti riippuvaksi hydrostaattisesta jännityksestä ja huokosvedenpaineesta (Detournay 1993, Wang 2000):

$$\zeta = \frac{\Delta V_w}{V} = -a_{21}p + a_{22}u, \quad (42)$$

missä  $\Delta V_w$  on virtaamalla muodostuva veden tilavuudenmuutos.

Tällöin yhtälö (42) muodostaa yhtälöryhmän suhteellisen tilavuudenmuutoksen yhtälön (41) kanssa. Avoin tila muodostuu yhtälöissä (41) ja (42) huokosvedenpaineen arvolla 0 ( $u = 0$ ). Suljettu tila muodostuu yhtälöissä (41) ja (42) nestemäärän muutoksen arvolla 0 (vertaa yhtälöön (32)). Materiaalivakiot  $a_{11}$ ,  $a_{12}$ ,  $a_{21}$  ja  $a_{22}$  määritellään avoimessa tilassa tai vakiojännityksessä (Wang 2000):

$$a_{11} = \frac{\delta \varepsilon_v}{\delta p} \Big|_{u=0} \equiv \frac{1}{K}, \quad (43)$$

$$a_{12} = \frac{\delta \varepsilon_v}{\delta u} \Big|_{p=0} \equiv \frac{1}{H}, \quad (44)$$

$$a_{21} = \frac{\delta \zeta}{\delta p} \Big|_{u=0} \equiv \frac{1}{H}, \quad (45)$$

$$a_{22} = \frac{\delta \zeta}{\delta u} \Big|_{p=0} \equiv \frac{1}{R}. \quad (46)$$

Parametri  $K$  on materiaalin avoin tilavuudenmuutoskerroin,  $H$  on poroelastinen laajenemiskerroin ja  $R$  on varastokerroin. Poroelastisia vakioita voidaan määrittää avoimista ja suljetuista kokeista. Sijoittamalla vakiot (43) - (46) yhtälöihin (41) ja (42) saadaan edelleen suhteelliselle tilavuudenmuutokselle ja nestemäärän muutokselle (Detournay 1993):

$$\varepsilon_v = -\frac{1}{K}p + \frac{1}{H}u, \quad (47a)$$

$$\zeta = -\frac{1}{H}p + \frac{1}{R}u. \quad (47b)$$

Suljetussa tilassa huokosissa ei tapahdu nestemäärän muutosta ( $\zeta = 0$ ), jolloin yhtälöstä (47b) saadaan:

$$u = \frac{R}{H}p \quad (48)$$

ja Skemptonin parametri  $B$  (Detournay 1993)

$$B = \frac{R}{H}. \quad (49)$$

Sijoittamalla yhtälö (48) yhtälöön (47a) saadaan suljetun tilan tilavuudenmuutoskerroin  $K_u$

$$\varepsilon_v = -\frac{p}{K_u} = p \frac{1}{K(1 + \frac{KR}{H^2 - KR})}. \quad (50)$$

Avoimessa tilassa ( $u = 0$ ) suhteellinen tilavuudenmuutos on suoraan verrannollinen hydrostaattiseen jännitykseen yhtälön (47a) mukaan eli

$$\varepsilon_v = -\frac{p}{K}. \quad (51)$$

Sijoittamalla yhtälöstä (51) ratkaistu hydrostaattinen jännitys  $p$  yhtälöön (47b) avoimessa tilassa ( $u = 0$ ) saadaan

$$\zeta = \frac{K}{H}\varepsilon_v = \alpha\varepsilon_v. \quad (52)$$

Biotin kerroin  $\alpha$  kuvaa nestemäärän muutoksen ja saven suhteellisen tilavuudenmuutoksen suhdetta avoimessa tilassa. Tämän suhteen arvo on oltava pienempi kuin 1, sillä nestettä ei voi siirtyä saveen enemmän kuin materiaalissa on tilavuutta (Detournay

1993). Suhteellinen tilavuudenmuutos (47a) ja nestemäärän muutos (47b) voidaan esittää tilavuudenmuutoskertoimien  $K$ ,  $K_u$  ja Biotin kertoimen  $\alpha$  avulla muodossa:

$$\varepsilon_v = -\frac{1}{K}(p - \alpha u), \quad (53a)$$

$$\zeta = -\frac{\alpha}{K}(p - \frac{u}{B}), \quad (53b)$$

missä

$$B = \frac{K_u - K}{\alpha K_u}. \quad (54)$$

Funktioista (53a) ja (53b) voidaan ratkaista konstitutiiviset yhtälöt:

$$p = \alpha M \zeta - K_u \varepsilon_v, \quad (55a)$$

$$u = M(\zeta - \alpha \varepsilon_v), \quad (55b)$$

missä

$$M = \frac{K_u - K}{\alpha^2} = \frac{H^2}{K^2}(K_u - K). \quad (56)$$

Kokoonpuristuvan nesteen massatasapaino voidaan esittää yhtälöllä

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + q_{i,i} = \gamma. \quad (57)$$

Virtaamanopeus esitetään Darcyn lailla:

$$q_i = -\frac{k_i}{\mu}(u_{,i} - \rho_f g_i) = -\frac{k_i}{\mu}(u_{,i} - f_i), \quad (58)$$

missä  $k$  on intrinsiittinen vedenläpäisevyys ja  $\mu$  on nesteen viskositeetti. Yhdistämällä konstitutiivinen yhtälö (55b), massatasapaino (57) ja Darcyn laki (58) saadaan huokosvedenpaineen diffuusion ja tilavuudenmuutosnopeuden differentiaaliyhtälö:

$$\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{k_i}{\mu} M \nabla^2 u = -\alpha M \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + M(\gamma - \frac{k_i}{\mu} f_{i,i}). \quad (59)$$

Olettamalla yhtälössä (59) rakeet kokoonpuristumattomaksi ja soveltamalla Verruijt'n muotoilua vakioihin ( $\alpha = 1$ ,  $M = K_f / n$ ) voidaan yhtälöä (59) yksinkertaistaa (Detournay 1993). Yhtälö (59) yksinkertaistuu myös olettamalla, ettei nestettä tuoda virtaukseen ( $\gamma = 0$ ). Olettamalla lisäksi nesteen tiheyden muutokset pieniksi ja merkitsemällä ( $k = k_i \cdot \gamma_w / \mu$ ) saadaan yhtälöstä (59) PLAXIS 2D-elementtimenetelmän konsolidaatioanalyysissä sovellettava differentiaaliyhtälö:

$$\frac{n}{K_f} \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t}. \quad (60)$$

Yhtälö (60) kuvaa huokosvedenpaineen kenttäyhtälöä. Kenttäyhtälön muodostavat sekä tilavuudenmuutosnopeuden että huokosvedenpaineen differentiaalit.

### 3.7 Viruma

Kuormituksessa tapahtuva painuma jaetaan tavanomaisesti primääri- ja sekundääripainumaan. Primääripainumalla tarkoitetaan huokosvedenylipaineen purkautumisen yhteydessä havaittavaa muodonmuutosta, jossa tehokas jännitys kasvaa. Muodonmuutosnopeus on suurimmillaan primääripainuman alussa ja hidastuu kohti tämän loppua (kuva 19). Sekundääripainumaa katsotaan tapahtuvan tämän jälkeen tilassa, jossa huokosvedenylipainetta ei ole ( $u \approx 0$  kPa) ja tehokas jännitys pysyy vakiona (Bjerrum 1967). Kuvassa 24 esitetty sekundääripainuma perustuu Buismanin (1936) havaintoihin ja tätä painumaa kuvataan yhteydellä (Vermeer ja Neher 1999):

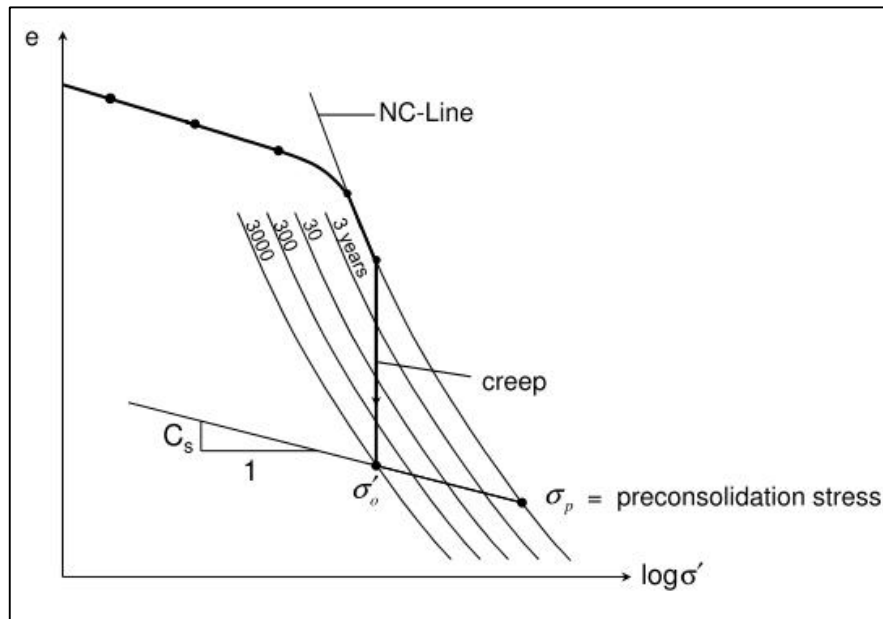
$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t}. \quad (61)$$

Yhtälön (61) mukaan sekundääripainuma hidastuu rajatta ödometrikokeessa. Bjerrumin (1967) teoria olettaa tämän viskoosisen muodonmuutoksen vaikuttavan myös huokosvedenylipaineen purkautumisen aikana eli myös primääripainuman aikana. Edellä kuvattua viskoosia muodonmuutosta aiheuttavaa ilmiötä kutsutaan virumaksi.

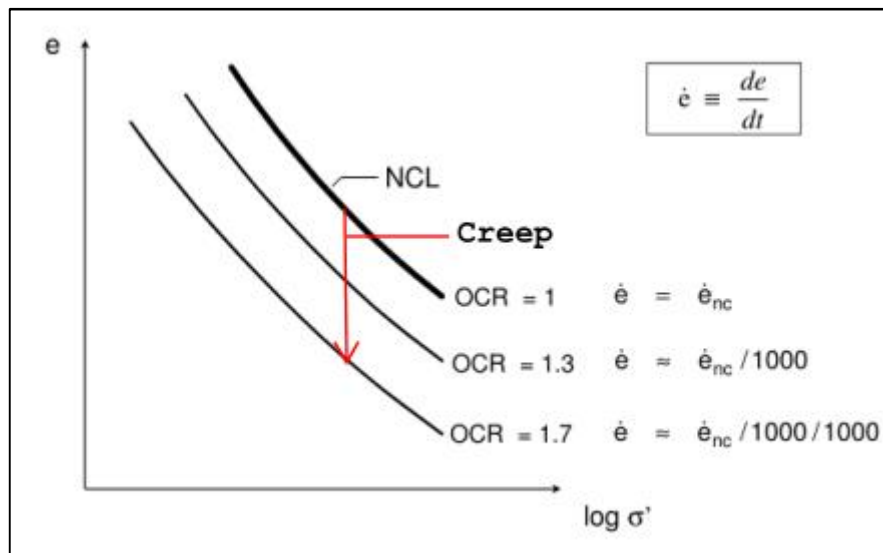
Virumassa jännityksen, ominaistilavuuden ja muodonmuutosnopeuden välillä on yhteys. Tätä yhteyttä voidaan perustella seuraavalla päättelyllä. CRS-kokeista eri muodonmuutosnopeuksilla on havaittu logaritmisin jännityksen ja aksiaalisen muodonmuutoksen väliset yhteydet yhdensuuntaisiksi normaalisti konsolidoituneella alueella (kuva 14) (Leroueil 1985). Tällöin vakio muodonmuutosnopeuksia ( $\dot{\epsilon}$ ) vastaavat siis yhdenmuotoiset aksiaalisen jännityksen ja muodonmuutoksen väliset funktiot ( $\sigma'_v = f(\epsilon)$ ). Jokaisella näillä funktiolla on esikonsolidaatiojännitystä vastaava muodonmuutosnopeus eli käyttäjän CRS-kokeessa antama arvo. Näiden kolmen muuttujan ( $\sigma'_v$ ,  $\epsilon$ ,  $\dot{\epsilon}$ ) yhteyttä voidaan siten kuvata funktioilla (Leroueil 1985):

$$\dot{\epsilon}_v = g(\sigma_p) \quad \text{ja} \quad \epsilon_v = f\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma_p}\right) \quad (62)$$

Tätä kolmen muuttujan välistä yhteyttä tukevat Bjerrumin havainnot (1967), joiden mukaan esikonsolidaatiojännitys kasvaa saven viruessa sekundääripainumassa (kuva 24). Tällöin saven muodonmuutosnopeus (kuva 19, kuva 25) pienenee vakiojännityksessä. Tässä tilassa saadaan siis mitattua edellä mainittua reologista yhteyttä (arvoilla vakio -  $\epsilon$  -  $\dot{\epsilon}$ ). Yhteys (62) voidaan laajentaa edelleen koskemaan koko ominaistilavuusavaruutta toisin sanoen yhtälössä (62) määritellään suhteellinen tilavuudenmuutos ominaistilavuuden funktiona  $\epsilon_v = h(v)$  ja vastaavasti muodonmuutosnopeus ominaistilavuuden muutosnopeuden funktiona  $\dot{\epsilon}_v = i(\dot{v})$ . Saven ominaistilavuuden, jännityksen ja muodonmuutosnopeuden välisen yhteyden ovat esittäneet muun muassa Den Haag (1994) ja Suklje (1969).



Kuva 24. Ylikonsolidaatioasteen kasvaminen sekundääripainumassa (Karstunen 2012).



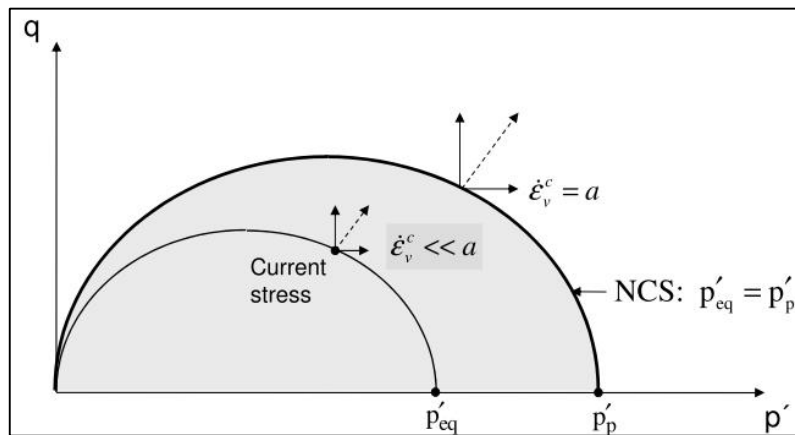
Kuva 25. Sekundääripainuman jännityspolku ja vakimuodonmuutosnopeusfunktioita huokosluvun ja jännityksen muodostamassa tasossa (Karstunen 2012). Kuva on täydennetty sekundääripainuman jännityspolulla.

Eri muodonmuutosnopeuksia vastaavien esikonsolidaatiojännitysten avulla on mahdollista luoda edelleen invarianttitasoon muodonmuutosnopeutta vastaavia ellipsejä (kuva 26) niin sanottua normaalisti konsolidoitunutta tilaa vastaavan esikonsolidaatiojännityksen ympärille. Kuormituksessa kertyy viskoplastista muodonmuutosta, joka määrittää edelleen hetkittäisen muodonmuutosnopeuden ja tätä vastaavan ellipsin.

Perzynan (1963) jännitysteoriassa on jo esitetty oletus, ettei materiaali koskaan saavuta staattista tasapainotilaa. Tässä staattisella tasapainotilalla tarkoitetaan tilaa, jossa deviatoriset ja suhteelliset muodonmuutosnopeudet saavat arvon 0. Tämä vastaa edellä mainittua tulkintaa rajatta hidastuvasta virumasta. Viskoplastinen muodonmuutos ei siis saavuta loppuarvoaan vaan jatkuu vaimenevalla nopeudella. Siksi tämä prosessi voidaan määrittellä luonteeltaan dynaamiseksi. Dynaamisen myötöpinnan ja staattisen myötöpinnan välinen etäisyys määrittelee muodonmuutosnopeuden, joka pienenee staattisen myötöpinnan laajetessa kohti dynaamista myötöpintaa sekundääripainumassa. Staattisen

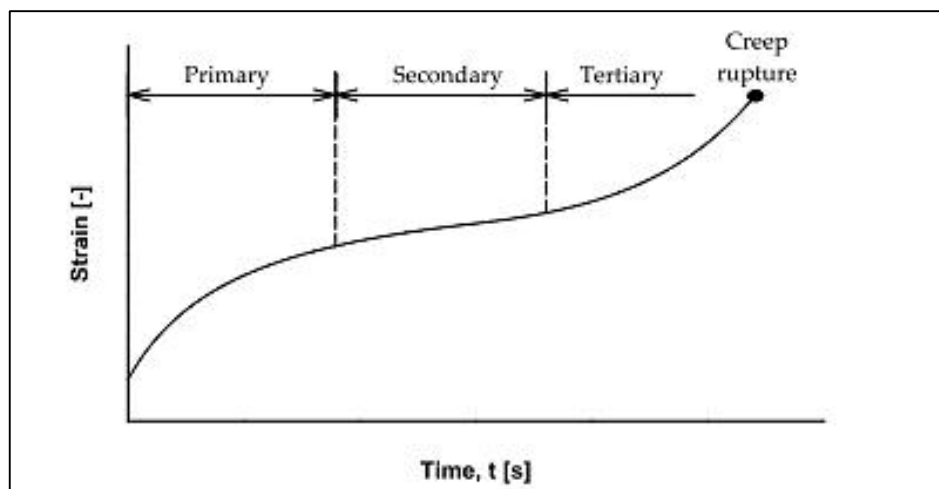


myötöpinnan laajeneminen on puolestaan sidottu viskoplastiseen muodonmuutokseen. Koska staattista tasapainotilaa ei koskaan saavuteta, ei myöskään staattinen myötöpinta saavuta dynaamista myötöpintaa sekundääripainumassa. (Adachi ja Oka 1982.)



Kuva 26. Muodonmuutosnopeuspintoja invarianttitasossa (Karstunen 2012).

Edellä tarkasteltiin virumaa ödometrikokeen perusteella, missä aksiaalinen muodonmuutos vastaa suhteellista tilavuudenmuutosta. Tämän johdosta edellä mainittu kuvaus virumasta soveltuu vain tilavuudenmuutokselle. Virumaa esiintyy myös deviatorisessa muodonmuutoksessa. Deviatorisessa muodonmuutoksessa virumalla on vastaavanlainen primäärivaihe kuin tilavuudenmuutokseen liittyvässä virumassa (kuva 27). Maanpaineen ollessa lähellä murtorajatilaa esiintyy myös sekundääri- ja tertiäärivaihetta. Tässä tertiäärivaiheessa deviatorinen muodonmuutos kasvaa eksponentiaalisesti ja johtaa lopulta murtoon. Tertiäärinen viruma on todennettu muun muassa rasialeikkaukskoikeissa. (Havel 2004.)

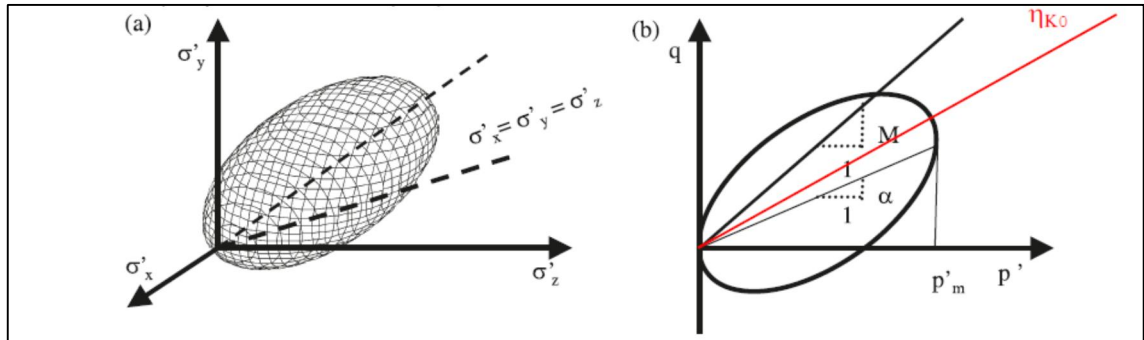


Kuva 27. Viruman eri vaiheet deviatorisessa muodonmuutoksessa (Havel 2004).

### 3.8 Anistrooppisuus

Saven rakenne häiriintymättömänä on usein anistrooppinen. Tähän johtavat savimineeraalien levymäinen muoto, saven lajittumisprosessi ja sedimentin konsolidaatioprosessi (Karstunen ja Koskinen 2008). Kun saven muodonmuutokset ovat pääasiassa plastisia, alkaa sen anistrooppisuus muokkautua. Tämä näkyy muutoksina differentiaalisissa muodonmuutossuhteissa (22) ja (23) vakiojännityssuhteilla (17) ja (18). Myötöpinnan määrittäessä differentiaalisen muodonmuutossuhteen alkuanistrooppisuutta pyritään usein mallintamaan assosioidussa myödessä kaltevalla myötöpinnalla (kuva 28). Anisotroop-

pisuuden muutos ilmenee edelleen tämän kaltevan myötöpinnan kiertymänä, kun plastista muodonmuutosta tapahtuu. Sekä plastinen deviatorinen muodonmuutos että plastinen suhteellinen tilavuudenmuutos aiheuttavat uusimman käsityksen mukaan anisotrooppisuuden muutosta (Karstunen ja Koskinen 2008). Anisotrooppisuudesta saatava suurin etu on realistinen jännityspolku ödometrikokeessa ( $K_0$ -arvo). Tämä ei kuitenkaan tarkoita sitä, että alkuanisotropiaa vastaavan jännityssuhteen ja  $K_0$ -jännityssuhteen olisi oltavat samat.



Kuva 28. Alkuanisotrooppisuus ilmenee myötöpinnan kaltevuutena a) Pääjännitysavaruuudessa ja b) invarianttitasossa (Karstunen ja Koskinen 2008). Kuva on täydennetty  $\eta_{K0}$ -jännityssuhteella.

### 3.9 Rakenne ja destruktuatio

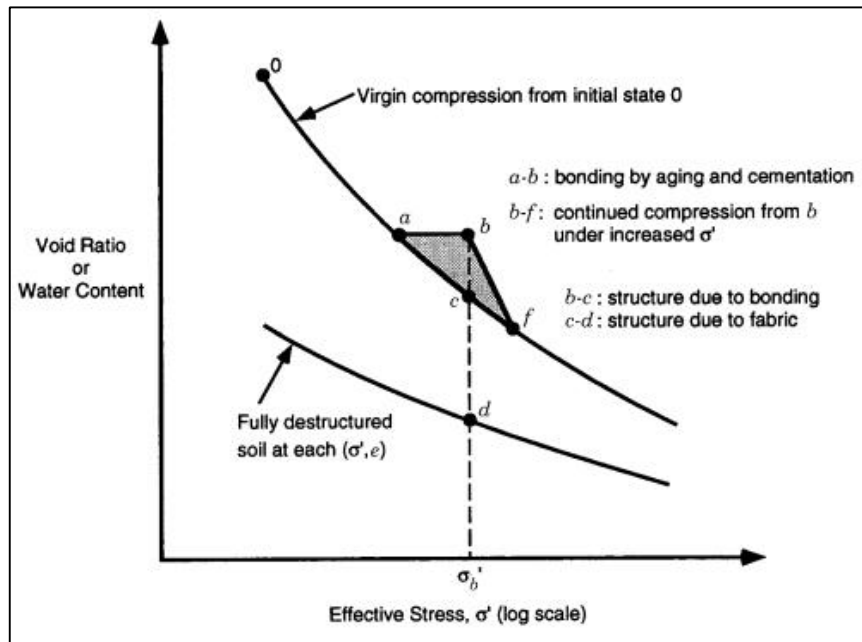
Saven rakenne (kuva 29) koostuu rakeiden suuntautumisesta (fabric) ja sitoutumisesta (bonding). Suuntautumisella tarkoitetaan rakeiden järjestystä ja näiden liitoksia (Karstunen ja Koskinen 2008). Sitoutuminen on seurausta sementaatiosta muodostuneesta rakenteesta tai ajan saatossa muodostuneesta rakenteesta. Ajan saatossa muodostuneella rakenteella tarkoitetaan tässä yksinkertaisesti saven ikääntymistä, joka seuraa virumasta. Saven rakenne määritellään häiriintymättömän saven ja häirityn saven esikonsolidaatiojännitysten funktiona (Yin ja Wang 2012):

$$\chi_0 = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{pi}} - 1 \quad (63)$$

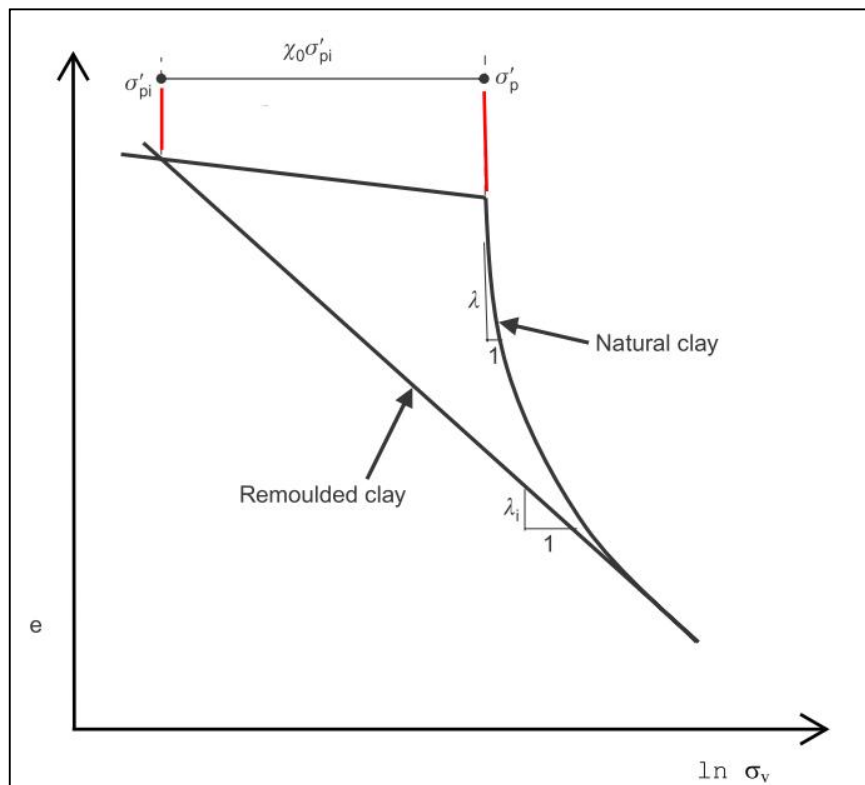
Saven rakenteen vaikutus tämän kokoonpuristuvuusominaisuuksiin on esitetty kuvassa 30. Saven huokosluvun kasvaessa myös rakenteen määrä kasvaa. Tällöin kokoonpuristuvuusindeksi  $\lambda$  suurenee (käyrän kaltevuus kuvassa 30). Seurauksena muodonmuutos kasvaa esikonsolidaatiojännitystä seuraavilla jännityksillä erittäin suureksi. Rakenteen häviäminen (destruktuatio) kimmoviskoplastisissa malleissa on johdettu liitteessä 1 perustuen lähteisiin (Karstunen 2010, Yin ja Wang 2012):

$$\chi(v) = \frac{p'_m}{\exp\left(\frac{v_i - v + \kappa \ln p'_{mi}}{\lambda_i - \kappa}\right)} - 1 \quad (64)$$

Yhtälö (64) lähenee asympotoottisesti arvoa 0 rakenteen särkyessä suurilla muodonmuutoksilla. Tällöin häiriintymättömän ja häirityn näytteen jännityspolut yhtenevät. Yhdistyneiden jännityspolkujen kokoonpuristuvuusindeksi vastaa häirityn näytteen kokoonpuristuvuusindeksiä  $\lambda_i$ . Saven rakenteen häviäminen (kuva 30) voidaan täten määrittää hyvin suurelle jännitykselle viedyllä häiriintymättömän näytteen ödometrikokeella tai useammalla ödometrikokeella (häiriintynyt ja häiriintymätön näyte). Tierakentamisessa tavattavilla kuormilla saavutetaan usein merkittävää destruktuatiota. Kuitenkin rakenteen täydellinen destruktuatio edellyttää erittäin suuria jännityksiä.

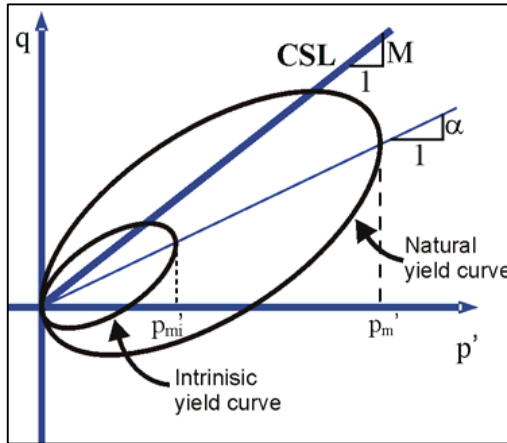


Kuva 29. Saven rakenteen ( $\chi_0$ ) muodostuminen (Mitchell ja Soga 2005).



Kuva 30. Saven rakenne ja destruktuuraatiota (Karstunen ja Yin 2010). Kuvaa on muokattu korjaamalla akselien positiiviset suunnat.

Saven rakennetta mallinnetaan intrisiittisen myötöpinnan avulla (kuva 31). Intrisiittinen myötöpinta toimii saven referenssipintana, joka vastaa häirityn tilan myötöpintaa. Intrisiittinen myötöpinta saavuttaa konsolidaatiossa suurilla muodonmuutoksilla (staattisen) myötöpinnan.



Kuva 31. Häirittyä näytettä kuvaava intrisiittinen myötöpinta ja staattinen myötöpinta invarianttitasossa (Wheeler et al. 2003).

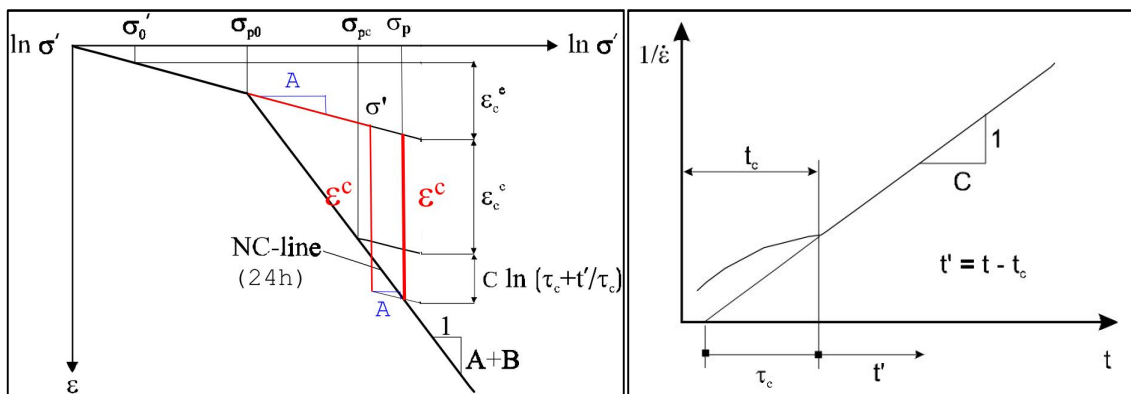
## 4 Reologiset mallit

### 4.1 Kimmoviskoplastinen Soft soil creep -malli

Soft soil creep on saven ikääntymisen huomioiva kimmoviskoplastinen malli (Vermeer ja Neher 1999). Ikääntymisellä tarkoitetaan tässä yhteydessä esikonsolidaatiojännityksen kasvua virumassa. Esikonsolidaatiojännityksen kasvu jännityspolulla esitetään Bjerrumin (1967) tutkimuksiin pohjautuen riippuvaisena viskoplastisesta muodonmuutoksesta (kuva 32):

$$\sigma_p = \sigma_{p0} \exp\left(\frac{\varepsilon^c}{B}\right), \quad (65)$$

missä  $\sigma_{p0}$  on kuormitusta edeltävä esikonsolidaatiojännitys ja  $B$  on kokoonpuristuvuusindeksien erotus ( $\lambda^* - \kappa^*$ ).



Kuva 32. Soft soil creep -mallin idealisoitu reologia yli 24h tunnin kuormitusportaalla ödometrikokeessa (Vermeer ja Neher 1999). Alkuperäistä kuvaa on muokattu.

Kokonaismuodonmuutos koostuu kimmoisesta ja viskoplastisesta muodonmuutoksesta:

$$\varepsilon = \varepsilon_e^e + \varepsilon^c = A \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma_0'}\right) + B \ln\left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}}\right) + C \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right), \quad (66)$$

missä  $A$  on funktio kokoonpuristuvuusindeksistä,  
 $\sigma'$  on vallitseva tehokas jännitys,  
 $C$  on virumaindeksi  $\mu^*$ ,

$\sigma'_0$  on vallitseva jännitys ennen kuormitusta,  
 $\sigma_{pc}$  on esikonsolidaatiojännitys konsolidaation jälkeen,  
 $\tau_c$  on aika viruman alusta konsolidaation loppuun,  
 $t'$  on aika konsolidaation päättymisestä.

Yhtälöiden (65) ja (66) viskoplastisten muodonmuutosten on vastattava toisiaan (kuva 32):

$$B \ln \left( \frac{\sigma_p}{\sigma_{p0}} \right) - B \ln \left( \frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}} \right) = C \ln \left( \frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \right) \quad (67)$$

eli

$$B \ln \left( \frac{\sigma_p}{\sigma_{pc}} \right) = C \ln \left( \frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \right). \quad (68)$$

Normaalisti konsolidoitunut tila kuvassa 32 muodostetaan määrittelemällä 24 tunnin jälkeen kuormituksesta ( $t' + t_c = \tau = 24$  h) havaittava tehokas jännitys vastaamaan normaalikonsolidoituneen saven esikonsolidaatiojännitystä ( $\sigma_p = \sigma'$ ). Sijoittamalla edellä mainittu tila yhtälöön (68) saadaan edelleen:

$$B \ln \left( \frac{\sigma'}{\sigma_{pc}} \right) = C \ln \left( \frac{\tau_c + \tau - t_c}{\tau_c} \right), \quad (69)$$

missä  $t_c$  on konsolidaatioaika,  
 $\tau$  on 24 tuntia,  
 $t_c$  on aika viruman alusta konsolidaation loppuun.

Olettamalla saven viruvan lähes koko konsolidaation ajan ( $\tau_c - t_c \ll \tau$ ) voidaan yhtälö (69) esittää muodossa

$$\frac{\tau}{\tau_c} = \left( \frac{\sigma'}{\sigma_{pc}} \right)^{\frac{B}{C}}. \quad (70)$$

Nyt yhtälön (66) differentiaali  $\partial \varepsilon / \partial t$  (muodonmuutosnopeus) voidaan esittää yhtälöiden (68) ja (70) avulla muodossa:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^c = A \frac{\sigma'}{\sigma'} + \frac{C}{\tau} \left( \frac{\sigma'}{\sigma_p} \right)^{\frac{B}{C}}. \quad (71)$$

Soft soil creep -mallin myötöpinnat ovat invarianttitasossa ellipsejä:

$$p^{eq} = p' + \frac{q^2}{M^2 p'}. \quad (72)$$

Yhtälön (71) viskoplastinen suhteellinen tilavuudenmuutosnopeus esitetään laajennettuna kolmiulotteiseen ympäristöön:

$$\dot{\varepsilon}_v^c = \frac{\mu^*}{\tau} \left( \frac{p^{eq}}{p_p} \right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}} \quad (73)$$

ja esikonsolidaatiojännitys (65) muodossa

$$p_p^{eq} = p_{p0}^{eq} \exp\left(-\frac{\varepsilon_v^c}{\lambda^* - \kappa^*}\right), \quad (74)$$

missä  $p_{p0}^{eq}$  on kuormitusta edeltävä esikonsolidaatiojännitys ja  $p_p^{eq}$  on esikonsolidaatiojännitys. (Vermeer ja Neher 1999.)

Yhtälöt (72) ja (73) muodostavat ellipsejä invarianttitasoon (kuva 26) eri muodonmuutosnopeuksilla. Murtorajatila esitetään kriittisen tilan käsitteestä poiketen Mohr-Coulombin ehdolla yhtälön (31) avulla. Kriittisen tilan suora pyritään sovittamaan mallissa siten, että muodostuu realistinen ödometrikokeen jännityssuhde. Mallissa myös huokosvedenylipaineen muodostuminen ja suljettu leikkauslujuus riippuvat muodonmuutosnopeudesta. Mitä suurempi muodonmuutosnopeus suljetussa tilassa on, sitä pienempi on huokosvedenylipaine ja suurempi suljettu leikkauslujuus (kuva 17). Tämä on seuraus tasapainosta, jossa kimmoisen paisumisen on vastattava viskoplastista kokoonpuristumista.

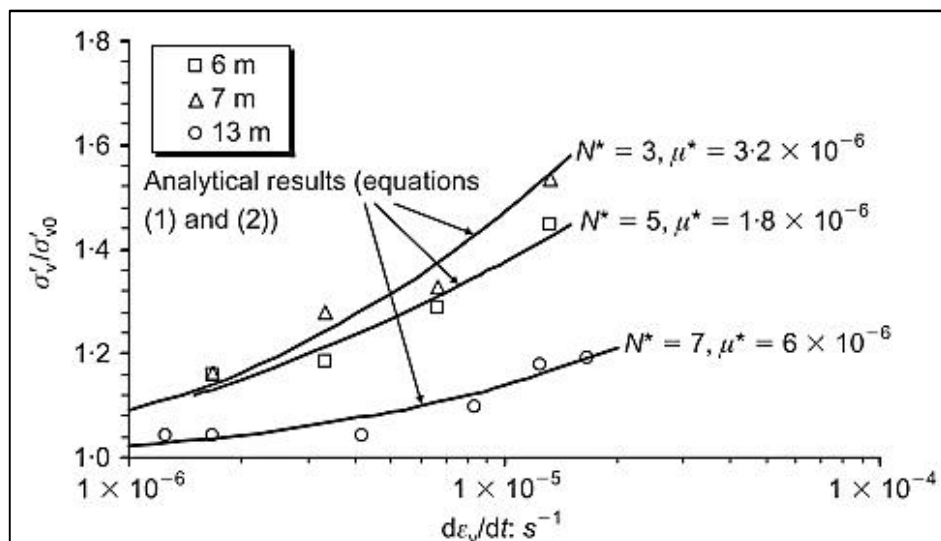
## 4.2 Kimmoviskoplastinen EVP-SCLAY1S -malli

Kimmoviskoplastinen EVP-SCLAY1S -malli huomioi viskoosisen käyttäytymisen sekä destruktuurin että anisotropisuuden (Karstunen ja Yin 2010). EVP-SCLAY1S -mallissa kokonaismuodonmuutosnopeus koostuu sekä kimmoisesta että viskoplastisesta muodonmuutosnopeudesta (Karstunen ja Yin 2010):

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}. \quad (75)$$

Viskoplastisen muodonmuutosnopeuden kuvaamiseen tarvittavat parametrit saadaan esimerkiksi useilla eri nopeuksilla tehtyjen CRS-kokeiden tuloksista. Muodonmuutosnopeuksia vastaavat esikonsolidaatiojännitykset skaalataan tehokkaan pystyjännityksen suhteen (kuva 33) ja sovitetään yhtälöllä (Karstunen ja Yin 2010):

$$\frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'} = 1 + \frac{1}{N^*} \ln\left(1 + \frac{\dot{\varepsilon}_v}{\mu^*}\right) \quad (76)$$



Kuva 33. Esikonsolidaatiojännityksen ja muodonmuutosnopeuden välinen sovitus (Karstunen ja Yin 2010).

Viskoplastinen muodonmuutosnopeus toteuttaa assosioituneen myötösäännön dynaamisella Perzynan kuormituspinnalla:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \mu \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial f_d}{\partial \sigma_{ij}^p}. \quad (77)$$

Skaalausfunktio  $\Phi(F)$  kuvaa muodonmuutosnopeutta invarianttitasossa

$$\mu \langle \Phi(F) \rangle = \mu \left\{ \exp \left[ N \left( \frac{p_m^d}{p_m^s} - 1 \right) \right] - 1 \right\}. \quad (78)$$

Muodonmuutosnopeus saa positiivisia arvoja positiivisilla skaalausfunktion arvoilla:

$$\langle F \rangle = F, \text{ kun } F > 0. \quad (79)$$

Tällöin dynaaminen kuormituspinta on staattisen myötöpinnan ulkopuolella invarianttitasossa. Negatiivisilla skaalausfunktion arvoilla muodonmuutosnopeus on nolla

$$\langle F \rangle = 0, \text{ kun } F \leq 0. \quad (80)$$

Tällöin siis dynaaminen kuormituspinta on invarianttitasossa samassa asemassa kuin staattinen myötöpinta. Staattinen myötöpinta saa siirtymiä viskoplastisista muodonmuutoksista.

Tässä savimallissa rakenne ilmaistaan häirityn saven ja häiriintymättömän saven esikonsolidaatiojännitysten suhteen avulla eli yhtälön (63) mukaan (kuva 30). Intrisiittinen myötöpinta toimii referenssipintana, jonka avulla staattinen myötöpinta esitetään muodossa (Karstunen ja Yin 2010):

$$p_m^s = (1 + \chi) p_{mi}. \quad (81)$$

Yhtälössä (81) myötöpisteiden määrittäminen edellyttää alkuanistrooppisuutta vastaavan jännityssuhteen ja kriittisen tilan suoran tuntemista. Lujittuminen esitetään vastaavana isotrooppisena lujittumisena kuin perinteisissä kriittisen tilan malleissa:

$$dp_{mi} = p_{mi} \left( \frac{1+e}{\lambda_i - k} \right) d\varepsilon_v^{vp}. \quad (82)$$

Rakennetta särkyä plastisten muodonmuutosten yhteydessä ehdolla:

$$d\chi = -\xi \cdot \chi \cdot (|d\varepsilon_v^{vp}| + \xi_d |d\varepsilon_d^{vp}|), \quad (83)$$

kunnes intrisiittinen ja staattinen myötöpinta ovat päällekkäin invarianttitasossa. Suljetun leikkauslujuuden kasvu konsolidaatiossa riippuu destruktuatiopeuden ja lujittumisnopeuden suhteesta (Karstunen ja Yin 2010). Kaavan (83) materiaalivakiot  $\xi$  ja  $\xi_d$  kuvaavat plastisten muodonmuutosten tehokkuutta saven rakenteen särkymisessä. Esimerkiksi suurella  $\xi$  ja pienellä  $\xi_d$  arvolla suhteellisella tilavuudenmuutoksella on merkittävä vaikutus rakenteen särkemiseen. Tällöin deviatorisen muodonmuutoksen osuus ei särje rakennetta tehokkaasti, mikä on tyypillistä suomalaiselle sensitiiviselle savelle (Karstunen ja Yin 2010). Parametrit  $\xi$  ja  $\xi_d$  on mahdollista sovittaa kahden eri jännityssuhteilla konsolidoidun kolmiaksaalikokeen mittaushavaintoihin (Karstunen ja Yin 2010).

Anistrooppisuus ilmenee myötöpinnan kaltevuutena. Alkuanistrooppisuus esitetään invarianttitason jännityssuhteena

$$\alpha_0 = \frac{q}{p'} = \text{vakio}. \quad (84)$$

Anisotropian muutos näkyy ellipsin kaltevuuskulman muutoksena ja noudattaa kinemaattista myötösääntöä

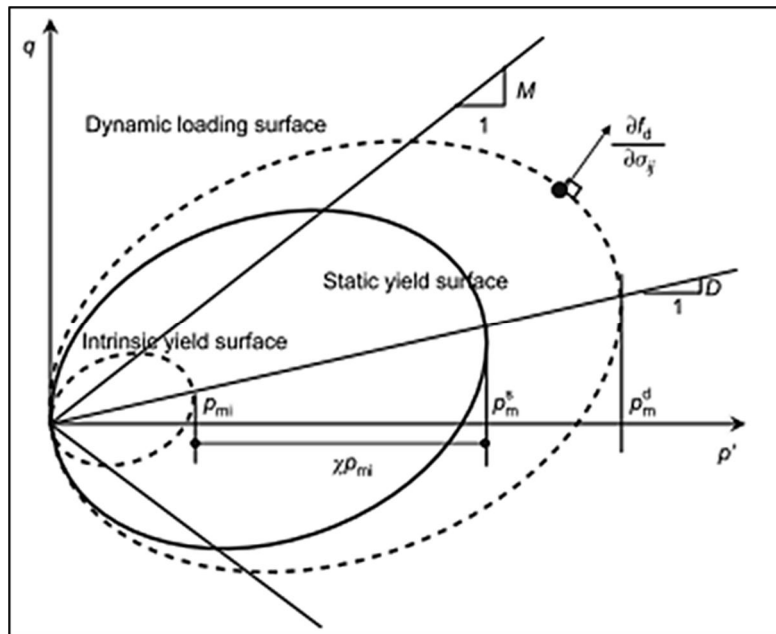
$$d\alpha_d = \omega \left[ \left( \frac{3\sigma'_d}{4p'} - \alpha_d \right) \langle d\varepsilon_v^{vp} \rangle + \omega_d \left( \frac{\sigma'_d}{3p'} - \alpha_d \right) d\varepsilon_d^{vp} \right]. \quad (85)$$

Parametrit  $\omega$  ja  $\omega_d$  kuvaavat muodonmuutoskomponenttien tehokkuutta anistrooppisuuden muokkaamisessa tämän alkuarvosta, mikä ilmenee myötöpinnan kiertymisestä. Anistrooppisuuteen liittyvät parametrit voidaan määrittää seuraavilla epäsuorilla yhteyksillä (Yin ja Karstunen 2011):

$$\begin{cases} \alpha_0 = \eta_{K0} - \frac{M^2 - \eta_{K0}^2}{3} \\ \omega_d = \frac{3(4M^2 - 4\eta_{K0}^2 - 3\eta_{K0}^2)}{8(\eta_{K0}^2 + 2\eta_{K0}^2 - M^2)} \end{cases} \quad (86)$$

Mallin kaikki pinnat (intrisiittinen, staattinen ja dynaaminen) ovat yhdenmuotoisia kaltevia ellipsejä (kuva 34). Staattisen myötöpinnan yhtälö esitetään muodossa:

$$f_s = \frac{3}{2} [\sigma'_d - p' \alpha_d] : [\sigma'_d - p' \alpha_d] - \left( M^2 - \frac{3}{2} [\alpha_d] : [\alpha_d] \right) (p_m^s - p') p' = 0. \quad (87)$$



Kuva 34. EVP-SCLAYIS-mallin myötöpinnat (Karstunen ja Yin 2010).

Mallin parametrien määrittäminen vaatii käytännössä useita kolmiaksaalikokeita, ödometrikokeita, mielellään CRS-kokeita ja mittaushavaintojen sovituksia. Tarvittaessa parametreja voidaan arvioida malliin perustuvilla matemaattisilla yhteyksillä (86).



## 5 PLAXIS 2D-elementtimenetelmäohjelma

### 5.1 Elementit ja solmupisteet

Elementtimenetelmällä pystytään määrittämään huokosvedenpaineen ja siirtymän arvoja ajan funktiona pisteissä rajatulla alueella (kentässä). Tämä tapahtuu ratkaisemalla likimääräisesti kentän differentiaaliyhtälöt varta vasten tämän sisälle luoduissa jännitys- ja solmupisteissä, kun kentän reunojen käyttäytymiselle annetaan reuna-ehtoja. Differentiaalientien virtaamaan liittyvät reunaehdot ovat joko suljettu ( $q = 0$ ) tai avoin ( $u_w = 0$ ). Tämän lisäksi on annettava siirtymättömiä reunoja. Differentiaaliyhtälöiden ratkaisemista varten maakerrokset jaetaan elementteihin, jotka koostuvat solmu- ja jännityspisteistä. Jokaiselle solmulle asetetaan muotopolynomifunktio (siirtymäinterpolointi)  $[N]$  approksimoimaan siirtymäkentän ratkaisua solmun  $[v]$  ympäristössä muodossa (Wood 2004, PLAXIS 2D 2011.):

$$[w] = [N][v]. \quad (88)$$

PLAXIS 2D-elementtimenetelmäohjelmassa on valittavissa esimerkiksi elementit 15-solmulla, 12 jännityspisteellä ja neljännen asteen siirtymäinterpoloinnilla (kuva 35) (PLAXIS 2D 2011).

Siirtymien osittaisderivaattojen avulla saadaan edelleen muodonmuutokset. Muodonmuutokset  $[\varepsilon]$  ilmaistaan solmujen muotopolynomifunktioiden differentiaalien  $[\delta N]$  avulla

$$[\varepsilon] = [\delta N][w] = [L][N][v] = [B][v]. \quad (89)$$

Virtaaman muutoksen sisältävissä analyyseissä sekä siirtymä että huokosvedenpaine esitetään muotofunktioiden avulla (Wood 2004, PLAXIS 2D 2011). Huokosvedenpaineella on samat muotofunktiot kuin siirtymällä:

$$[u] = [N][u_n]. \quad (90)$$

Elementtien painovoimakkuormat  $[b]$  ja pintakuormat  $[t]$  siirretään ympäristöstä ulkoisena kuormana kentän solmupisteisiin

$$d[f_n] = \int [N]^T d[b] dV + \int [N]^T d[t] dS. \quad (91)$$

Varsinainen staattinen tasapainoyhtälö esitetään muodossa:

$$[L^T][\sigma] + [b] = 0 \quad (92)$$

Yhtälö (92) saadaan tehokkaiden jännitysten periaatteen ja yhtälöiden (88), (89) ja (90) avulla muotoon

$$[K]d[v] + [L]d[u] = d[f]_n \quad (93)$$

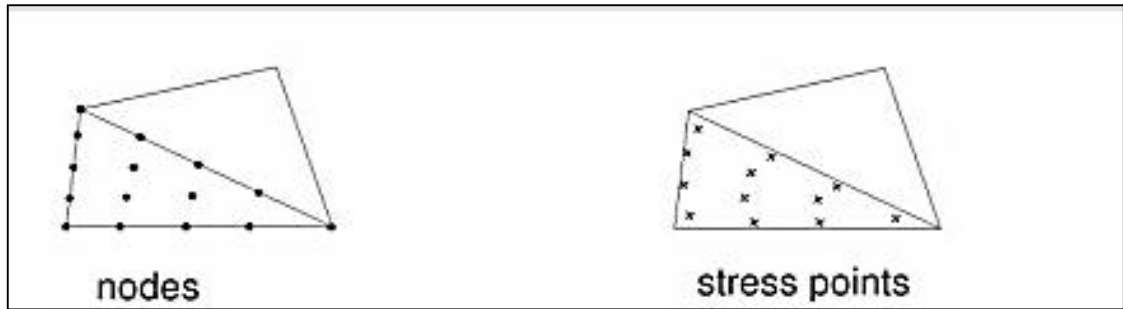
Ulkoisen kuorman ja solmujen siirtymän välinen riippuvuus esitetään jäykkyysmatriisiin  $[K]$  avulla. Tämä jäykkyysmatriisi  $[K]$  ilmaistaan tilavuusintegraalina sisältäen muotofunktioiden differentiaalit  $[B]$  ja jäykkyysmatriisiin  $[M]$ :

$$[K] = \int [B]^T [M] [B] dv, \quad (94)$$

missä jäykkyyismatriisin  $[M]$  ja jännitysten välinen yhteys on

$$[\sigma] = [M][\epsilon]. \quad (95)$$

(Wood 2004, PLAXIS 2D 2011.)



Kuva 35. Solmupisteet kolmioelementin reunalla ja tämän sisällä, jännityspisteet tämän sisällä. (PLAXIS 2D 2011)

## 5.2 Laskentaprosessi

Tasapainoyhtälö (93) ja huokosvedenpaineen kenttäyhtälö (60) eli konsolidaatioyhtälö voidaan esittää Galerkinin keinon avulla matriisimuodossa (PLAXIS 2D 2011):

$$\begin{bmatrix} K & L \\ L^T & -S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{dv}{dt} \\ \frac{du_n}{dt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & H \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v \\ u_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{df_n}{dt} \\ q_n \end{bmatrix}, \quad (96)$$

missä

$$[S] = \int \frac{n}{K_w} [N]^T [N] dv, \quad (97)$$

$$[H] = \frac{1}{\gamma_w} \int (\nabla[N])^T [R] \nabla N dV. \quad (98)$$

Differentiaaliyhtälö (96) voidaan ratkaista ajan funktiona yksiaskeldifferenssimenetelmällä. Ensin tämä yhtälö on kuitenkin kirjoitettava täsmälliseen muotoon (Galavi 2010):

$$B \frac{dX}{dt} + CX = F. \quad (99)$$

Tämän jälkeen integrointi suoritetaan yleistetyllä keskipistekaavalla (Galavi 2010). Tässä menetelmässä aikaderivaattaa approksimoidaan aika-askeleen välissä tai reunoilla huomioiden Taylorin sarjakehitelmästä vain ensimmäisen asteen termit. Yleistetty keskipistekaava esitetään muodossa (Galavi 2010):

$$\left(\frac{dX}{dt}\right)^{1+\alpha} = \frac{\Delta X}{\Delta t} = \frac{X^{i+1} - X^i}{\Delta t}, \quad (100)$$

$$X^{i+\alpha} = (1 - \alpha)X^i + \alpha X^{i+1}. \quad (101)$$

Yhtälöissä (100) ja (101)  $\alpha$  on aikaintegroimisvakio. Yleistetty keskipistekaava muotoutuu aikaintegroimisvakion arvolla 0 eksplisiittiseksi Eulerin menetelmäksi, arvolla 0,5 keskipistekaavaksi ja arvolla 1 implisiittiseksi Eulerin menetelmäksi. Yhtälö (99) saa muodon ajanhetkellä  $t^{i+\alpha}$  (Galavi 2010):

$$[B + \alpha\Delta tC]^{i+\alpha} X^{i+1} = [B - (1 - \alpha)\Delta tC]^{i+\alpha} X^i + \Delta tF^{i+\alpha}, \quad (102)$$

jolloin differentiaaliyhtälö (96) on muotoa ehdolla  $\alpha = 1$ :

$$\begin{bmatrix} K & L \\ L^T & -S^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta v \\ \Delta u_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \Delta tH \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_0 \\ u_{n0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta f_n \\ \Delta tq_n^* \end{bmatrix}, \quad (103)$$

missä

$$S^* = \alpha\Delta tH + S, \quad (104)$$

$$q_n^* = q_{n0} + \alpha\Delta tq_n. \quad (105)$$

$v_0$  ja  $u_{n0}$  kuvaavat vastaavasti siirtymän ja huokosvedenpaineen arvoja integrointiaskeleen alussa.

### 5.3 Stabiliateettilaskentamenetelmä *Phi/c-reduction*

Phi/c-reduction on stabiliateettilaskentamenetelmä PLAXIS 2D-elementtimenetelmäohjelmassa. Tässä menetelmässä maan tehokkaita lujuusparametreja ( $c'$  ja  $\phi'$ ) pienennetään progressiivisesti murtoon saakka. Prosessin aikana varmuusluku  $M_{sf}$  kuvaa suhdetta maan todellisen murtolujuuden ja redusoidun lujuuden välillä:

$$M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}}. \quad (106)$$

Laskennan alussa vertailuluvulla (106) on arvo 1. Varsinainen varmuuskerroin  $SF$  määritellään alkuperäisen lujuuden suhteena jäljellä olevaan lujuuteen liukupinnan muodostuessa (PLAXIS 2D 2011.):

$$SF = \frac{\text{lujuus}}{\text{jäljellä oleva lujuus}} = M_{sf}, \text{ murrossa}. \quad (107)$$

Laskennan jälkeen on ehdottomasti tarkastettava realistinen liukupinta. Esimerkiksi jyrkkiin maanpinnan muotoihin tai jyrkkään luiskaan voi mobilisoida epärealistinen liukupinta.

## 6 Tutkimuskohde kantatie 50 ja sen ympäristö (Petikon pehmeiköllä)

### 6.1 Tieosuus

Tarkasteltava massanvaihto sijaitsee kantatiellä 50 (Kehä III) Hämeenkyllän (MT 120) ja Vantaankosken (VT 3) välisellä tieosuudella lähellä Petikon teollisuusaluetta (kuva 36, liite 2). Pohjoinen ajorata kulkee 5-6 metriä korkealla penkereellä, joka on perustettu pengertämällä tehdyille massanvaihdolle (kuva 37, liite 3). Pengerrys murtoylipenkereellä ja tätä edeltävä kaivu on tehty jyrkästi viettävälle kalliolle ja pehmeiköllä paaluvälillä 12170–12260 (rakennussuunnitelma 15.12.1980). Aluetta ympäröivällä tieosuudella

massanvaihto on kaivettu. Massanvaihdon pysyvyyttä on yritetty parantaa pehmeikön ja massanvaihdon päälle rakennetulla vastapenkereellä. Massanvaihto on kuitenkin epäonnistunut, sillä tiellä on ilmennyt poikittais- ja pituushalkeama (liite 2, liite 4). Poikittaishalkeaman yhteydessä on havaittu merkittävä painuma.



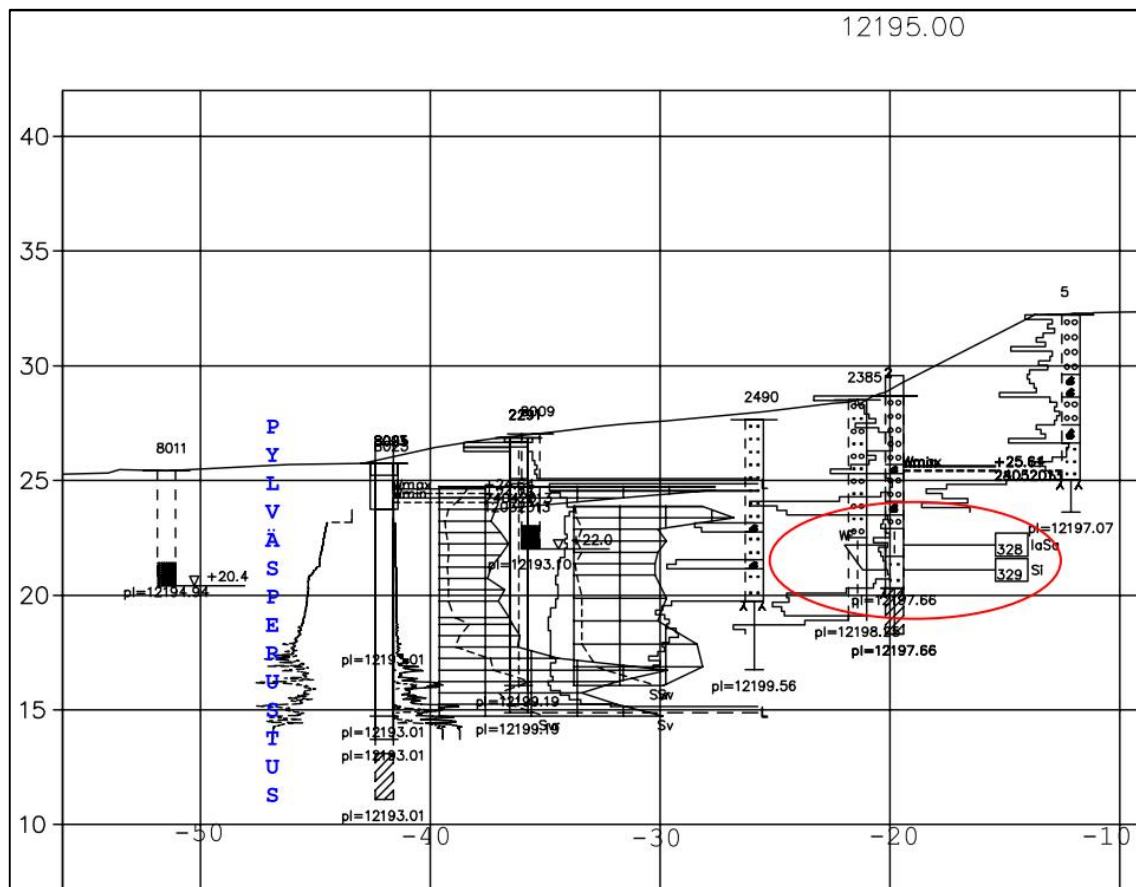
Kuva 36. Tarkasteltava tieosuus ja siihen liittyvä pehmeikkö (sininen alue) muodostavat tutkimuskohteen. (Kielosto ja Stén 1997)

Normaalissa tierakentamisessa edellä mainittuja ilmiöitä ei pidetä kovin merkittävänä ongelmina. Tässä tapauksessa riskiä kuitenkin lisää tien rakentamisen jälkeen tien läheisyyteen perustettu pylväasperustus (kuva 38). Tämä 400 kV:n korkeajännitelinjan perustus sijaitsee tiepenkereen pohjoispuolella teräsbetonipaalujen varaan rakennettuna (perustamissuunnitelma 31.12.1985 / IVO). Pylväasperustuksen anturat (4 kpl) on kaivettu noin 1,5 metrin syvyyteen ja maakaasuputken viereen. Anturoiden kaivun yhteydessä savea on päässyt nousemaan anturoiden välistä johtuen todennäköisesti liian jyrkistä kaivannon luiskista. Tämän seurauksena yksi anturoista on valettu kookkaampana ja lisäraudoitettuna, mutta pylväasperustusta ei ole varsinaisesti mitoitettu ottamaan maan liikkeestä aiheutuvia sivukuormia vastaan. Pylväasperustus sijoittuu sähkölinjan taitekohtaan, jossa sähkölinja kääntyy ylittämään kehätien. Ääritilanteessa sekä tiepenkereen luiska että pylväasperustus voivat sortua.

## 6.2 Pohjasuhteet

Massanvaihto on tehty pääosin sensitiivisen saven ja siltin muodostamalle jokseenkin kiviselle pehmeikön osalle. Kallionpinta viettää tieltä kohti pylväasperustusta melko jyrkästi (kuva 37). Pehmeikkö on ollut alueella kokonaan vedenpinnan alapuolella (Kielosto ja Stén 1997). Pehmeiköllä pylvään ja tien välissä savi on noin viiden metrin syvyydelle asti harmaata, kohtalaisen sensitiivistä ja jokseenkin lustorakenteista. Tässä saves-

sa on myös mustia sulfidipilkkuja (liite 5). Tämän alapuolella on harmaata selvästi lusterakenteista savea, jossa on hyvin ohuita silttikerroksia. Kuivuessaan savi halkeilee lustojen kohdalta. Lustosaven alapuolella jäätikkösyntyiset kerrostumat (siltti ja moreeni) peittävät viettävää kallionpintaa. Jo 1960-luvulla rakennetun eteläisen ajoradan alla kallionpinta on huomattavan korkealla ja siten pohjamaata on hyvin niukasti (kuva 38 oikealla).



*Kuva 37. Poikkileikkaus paalulta 12195.*

Pohjavedenpinta tarkastelualueella on mahdollisesti keväisin ja syksyisin arteesinen. Lisäksi nollahuokosvedenpainetta vastaava korkeustaso vastapenkereen alapuolella savessa seuraa todennäköisesti maanpinnan muotoja kausittain. Virtaamakenttä muuttuu, kun vastapenkereeseen ja massanvaihtoon suotautuu poikkeuksellisia vesimääriä, joista kausittaisia ovat sulamisvedet ja rankkasateiden virtaamat. Massanvaihtoon suotautuvat vesimäärät pyrkivät nostamaan huokosvedenpainetasoa vastapenkereen alapuolella, jolloin vastapenkereeseen suotautuu myös alapuolelta vettä. Tämä virtaama kyllästää vastapengertä yhdessä vastapenkereeseen yläpuolelta ja sivusuunnassa suotautuvien vesien kanssa. Erittäin kokoonpuristuvilla kerroksilla sekä kuivakuoren ja täytön vedenläpäisevyyksillä on huomattavaa vaikutusta virtaama- ja muodonmuutoskenttään.

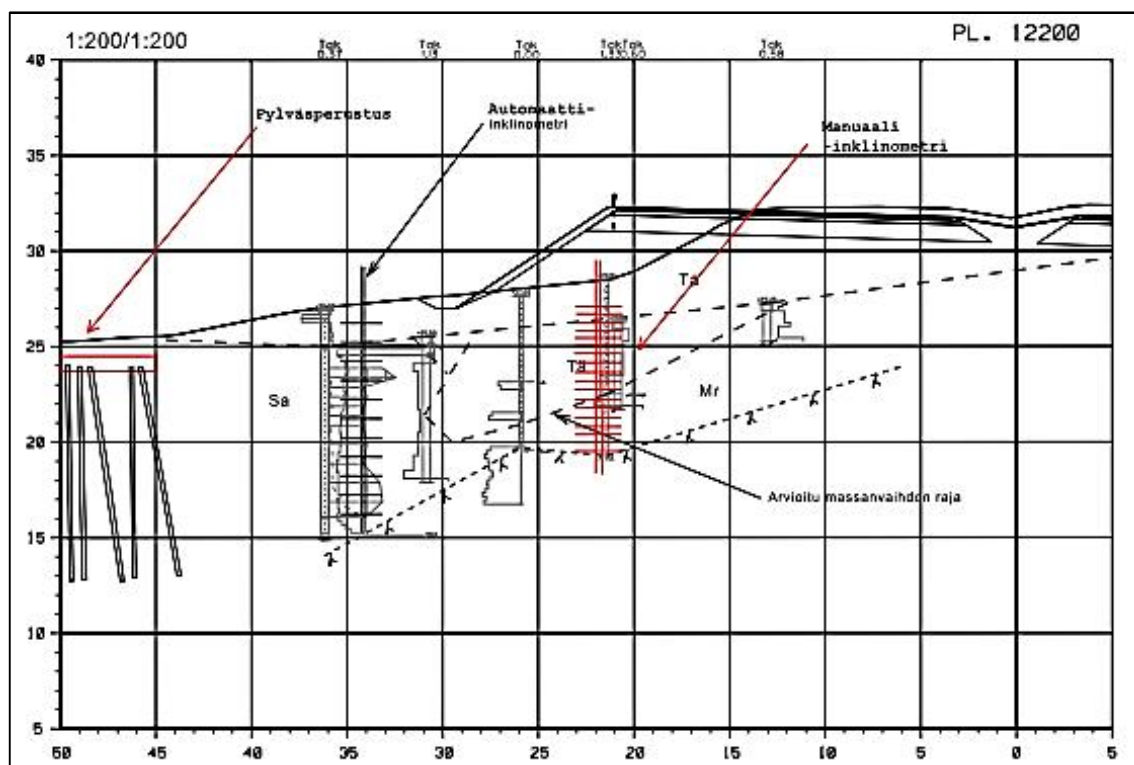
### 6.3 Havaittu käyttäytyminen

Ensimmäinen tieto painumahalkeamasta on vuodelta 2000, jolloin halkeama myös tasattiin valuasfaltilla. Vastaavan tiemestarin mukaan painuma tuntui selvästi yliajattaessa. Samassa yhteydessä todettiin myös kaidejohteen notkahtaneen. Painuma ja tiekaiteen notkahdus sijaitsevat molemmat noin paalulla 12195. Tiekohtaan käyttäytymistä on seurattu aktiivisesti tästä lähtien. Seurannan aikana pohjoisen ajoradan keskelle on muodostunut pituushalkeama paalun 12195 ympäristöön. Kaidejohteen notkahdus vas-



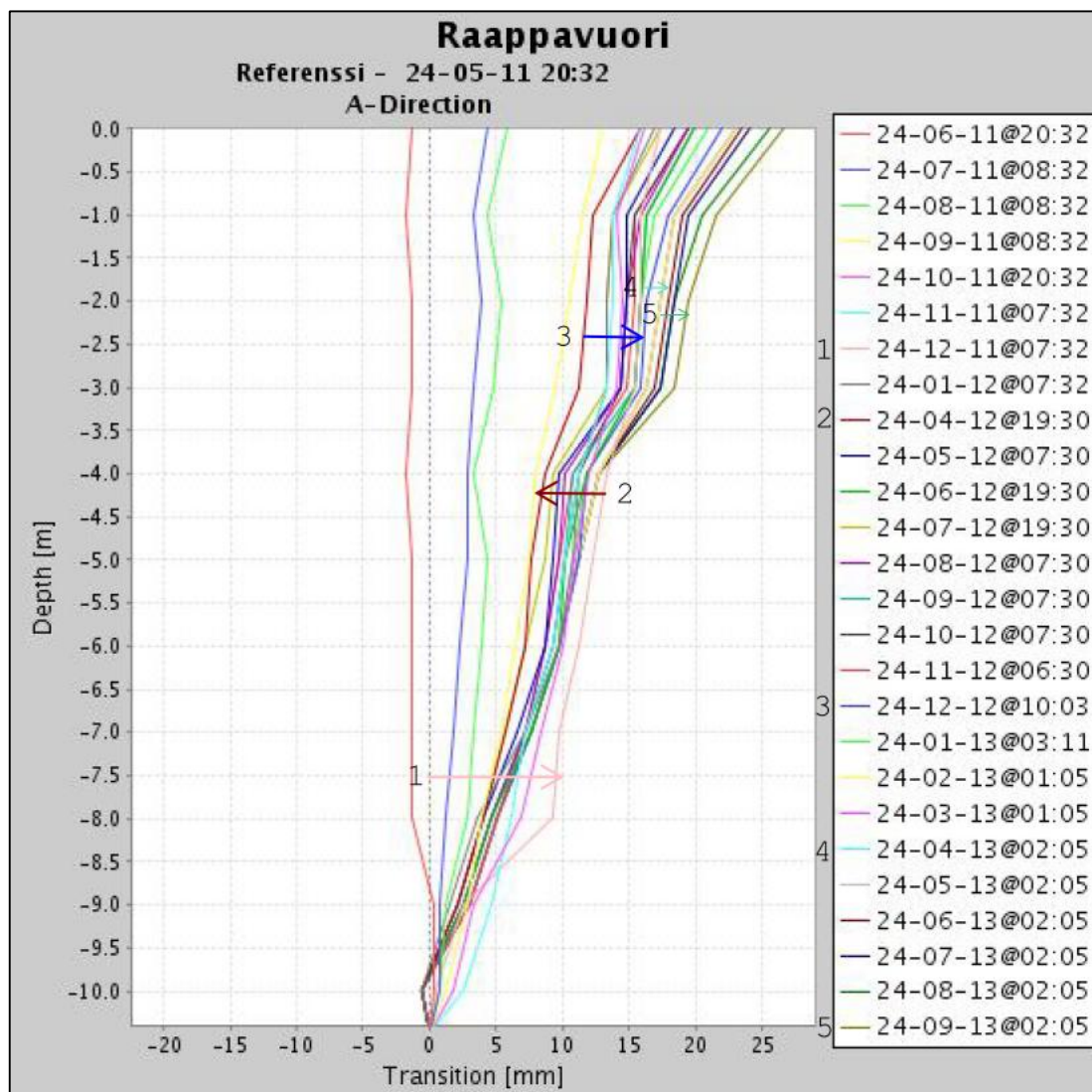
taavalla kohdalla on nyt noin 0,3 – 0,5 metriä ulospäin. Halkeaman ja notkahduksen aiheuttaneita syitä ei ole varmuudella voitu selvittää. Sekä halkeaman uusiutumisen että notkahduksen muodon ja pituuden perusteella ongelmaksi on tulkittu tiepenkereen hidas siirtyminen tien pohjoispuolella olevan savipehmeikön suuntaan (liite 6).

Sivusiirtymien seuraamiseksi kaksi inklinometriä on asennettu tien ympäristöön. Automaatti-inklinometri on sijoitettu massanvaihtokiilan kärkeen saveen mittaamaan kulmanmuutoksia tien pituus- ja poikittaissuunnassa 11 eri korkeustasolla (kuva 38).



Kuva 38. Inklinometrien ja suunnitellun lisäkaistan sijainti.

Mittausanturit sijaitsevat tasoilla +16...+26 metrin välein. Inklinometrin alapää on asennettu kallioon liikkumattomaksi (kuva 38). Kolme viikkoa automaatti-inklinometrin asennuksesta (24.5.2011) nykyhetkeen (28.5.2013) suurin mitattu siirtymä tien poikittaissuunnassa on noin 27 mm (kuva 39). Tässä on pyritty jättämään huomiotta putken asennuksessa tapahtuvasta saveen häiriintymisestä aiheutuvat siirtymät. Poikittainen liike on kohti pylvästä ja kertyy jokseenkin tasaisesti lukitusta alapäästään ylöspäin. Tämä viittaisi siihen, että koko pehmeikkö puristuu jonkin verran hitaasti sivulle. Kaksi alinta mittausanturia lukittiin tasoilleen tammikuussa 12.1.2012. Tämä ilmenee havainnoissa palautuvana sivusiirtymänä. Tämän jälkeen sivusiirtymänopeus hidastuu. Tien pituussuunnassa suurin siirtymä on noin 5 millimetriä vastaavalla ajanjaksolla.

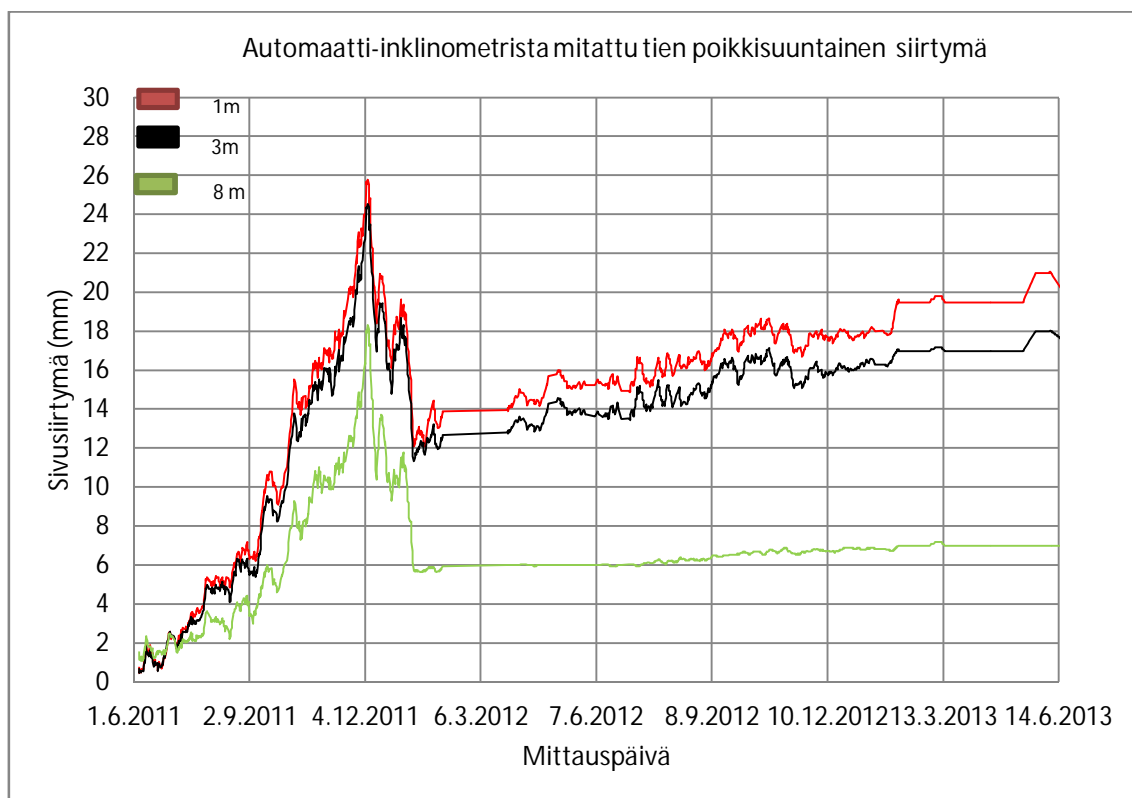


Kuva 39. Siirtymät tien poikkisuunnassa 27 kk mittausjaksolla (automaatti-inklinometri).

Automaatti-inklinometriputkesta mitattujen sivusiirtymähavaintojen ja näitä vastaavien päivämäärien kautta keskimääräisesti kulkevat trendiviivat on esitetty kuvassa 40 eri syvyyksillä. Hajontaa on redusoitu huomattavasti. Mittaushavaintojen mukaan siirtymä kasvaa eksponentiaalisesti ensimmäisen puolen vuoden aikana. Näitä mittaushavaintoja ei voitu pitää erityisen luotettavina, sillä eksponentiaalisesti kasvavaa ja erittäin suurta siirtymää esiintyy 8 metrin syvyydessä, missä silttinen moreeni on erittäin jäykkää. Edellistä tukevat myös tässä työssä myöhemmin esitettävät laskelmat, joiden mukaan merkittävien viskoplastisten muodonmuutosten ja sortumaan johtavan plastisoitumisen ei pitäisi tapahtua näin syvällä. Yksinkertaisin ja todennäköisin eksponentiaalisen muodonmuutoksen aiheuttaja voisi olla epävakaa mittausjärjestelmä. Mittausjärjestelmästä riippumattomien sivusiirtymien määrittämisessä olisi siten ongelmia. Lämpötilan ja kosteuden muutokset vaikuttavat todennäköisesti hieman järjestelmään ja inklinometriputken asennus ei ole onnistunut täydellisesti. Lisäksi putken pää ei todennäköisesti ole täysin paikallaan porareiässä, jolloin muodostuu virheitä laskettaessa siirtymiä tämän tason perusteella edelleen muilla ylemmillä tasoilla. Mittausjakson kokonaissiirtymän ei voitu siten olettaa vastaavan putken lähiympäristön savessa tapahtuvia siirtymiä.

Toisena mittausvuonna alimpien antureiden lukitsemisen jälkeen sivusiirtymänopeus pieneni ensimmäiseen vuoteen verrattuna. Automaatti-inklinometrillä mitatut toisen vuoden siirtymät tulkittiin palautumattomaksi muodonmuutokseksi. Kyllästyneessä sa-

vessa toisena vuonna mitatut siirtymät olivat pieniä ja siten todennäköisesti luonteeltaan viskoplastista eli virumaa massanvaihdon kuorman alaisena. Viskoplastiseksi siirtymänopeudeksi on mitattu 3...8 metrin syvyydellä 1-5 mm/vuosi. Näitä siirtymänopeuden arvoja voitiin pitää luotettavina huolimatta lyhyestä tarkastelujaksosta. Sivusiirtymänopeudella oli lähes vakioarvo usealla syvyydellä. Ensimmäisen ja toisen anturin kohdalla mitatut huomattavat siirtymänopeudet voisivat aiheutua roudan vaikutuksesta, vastapenkereen kyllästymisestä ja kuivumisesta sekä jyrkästä luiskun kaltevuudesta. Jälkimmäinen viittaisi mahdolliseen luiskun stabiilitettiongelmaan.



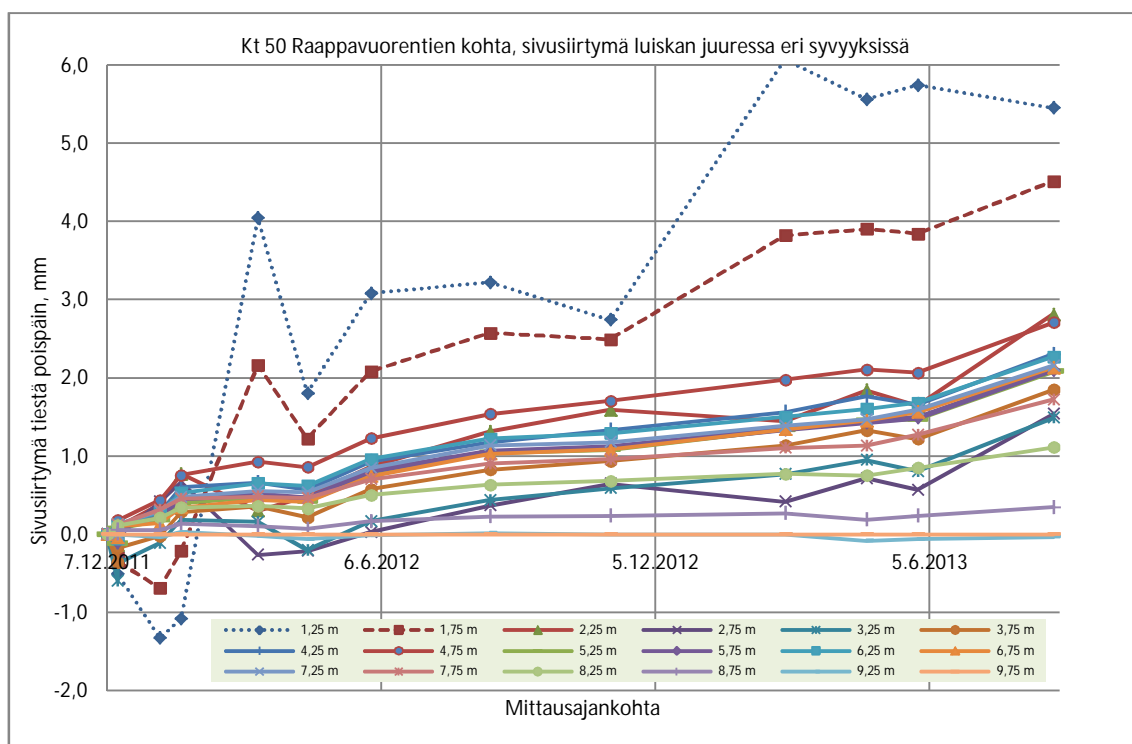
Kuva 40. Plastinen sivusiirtymä on noin 0-5 mm toisena mittausvuonna (automaatti-inklinometri).

Manuaali-inklinometrillä on mitattu kulmanmuutoksia tien luiskassa jokaista puolta metriä kohden tasoilla +19...+27 tietyin väliajoin (kuva 38). Inklinometri on lukittu alapäästään kallioon. Suurin mitattu siirtymä tien poikittaissuunnassa asennuksesta (7.12.2011) nykyhetkeen (26.8.2013) on ollut noin 6 mm (kuva 41). Tämä siirtymä on mitattu hyvin läheltä maanpintaa (0...2 m). Sivusiirtymä maanpinnalta kahden metrin syvyyteen on osittain palautuvaa. Palautuvan muodonmuutoksen arvo on 0-3 mm. Merkittävimmit kimmoiset sysäykset esiintyvät keväällä. Edellä kuvattu palautuva siirtymä tapahtuu hiekassa, joka on pohjavedenpinnan yläpuolella. Todennäköisesti ilmiön voimakkuus on siten riippuvainen pohjamaahan suotautuvien sulamisvesien määrästä keväällä. Sulamisvedet aiheuttavat todennäköisesti luiskun eroosiota ja muodostavat jyrkän luiskun stabiilitettiongelman.

Manuaali-inklinometrillä mitatut havainnot tukivat kuvan 40 käyttäytymistrendiä, jonka mukaan sivusiirtymänopeus on suurinta muutaman metrin syvyydellä. Manuaali-inklinometrillä (kuva 41) mitattu siirtymänopeus korreloi melko hyvin automaatti-inklinometrillä mitattujen vastaavien havaintojen kanssa 6.3.2012 alkaen (kuva 40). Manuaali-inklinometrillä mitattu siirtymä on ajan suhteen lineaarista, kun jätetään huomiotta maanpinnan läheisyydessä tehdyt mittaushavainnot.



Noin 2...8 metrin syvyydessä sivusiirtymänopeus on siis vakio ja välillä 0-1,5 mm/vuosi. Massanvaihdossa 2...8 metrin syvyydessä tapahtuvan hitaan viskoplastisen sivusiirtymän aiheuttanee massanvaihdon alle jääneen laihaan saven viruma ja edellä mainittu massanvaihtoa sivusuunnassa tukevan saven viruma. Mahdollisesti rakenteellista lihavaa savea on myös jäänyt paikoittain massanvaihdon alle virumaan. Viruman suuruuteen vaikuttavat teoreettisesti muutokset myös huokosvedenpaineissa reologisen yhteyden mukaan. Ödometrikokeiden perusteella huokosvedenpaineen kasvaessa sivusiirtymänopeus pienenee ja huokosvedenpaineen pienentyessä sivusiirtymänopeus kasvaa. Tämä kuvaus pätee tosin vain  $K_0$ -jännityssuhteessa. Lisäksi huokosvedenpaineen vaihtelut ovat pieniä, jolloin muodonmuutosnopeuden muutosta ei voida järkevästi erottaa mittaushavainnoista. Tien pituussuunnassa sivusiirtymää esiintyy pääosin muutaman metrin syvyydessä kasvavan paalulukeman suuntaan (liite 7).



Kuva 41. Sivusiirtymä manuaali-inklinometrillä mitattuna.

Inklinometriputkista mitattu sivusiirtymän suunta on tieltä vinosti pois päin. Massanvaihto ja savi siirtyvät erittäin hitaasti kohti pylvästä. Penkereen stabiliteetin ja massanvaihdossa esiintyvien sivusiirtymien laskennallista arviointia varten ympäristöön ohjelmoitiin pohjatutkimuksia ja lisämittauksia. Tavoitteena oli arvioida sekä viskoplastista muodonmuutosta (virumaa) että pohjavedenpinnanvaihteluista aiheutuvia mahdollisia kimmoisia muodonmuutoksia.

## 6.4 In-situ tutkimukset (2013)

Suunniteltu pohjatutkimusohjelma sisälsi sekä häiriintymättömiä näytteenottoja että pora-, puristinheijari-, siipi- ja CPTU-kairauksia. Porakonekairauksilla oli tarkoitus selvittää massanvaihdon pohjaan täyttymistä luiskän juuressa eli mahdollisia massanvaihdon alle jääneitä savikerroksia ja näiden sijaintia. Luiskän alta oli jo otettu muutamia näytetietoja ja uusien häiriintyneiden näytteiden antama lisätieto katsottiin pieneksi. Uusia häiriintyneitä näytteitä ei täältä siten otettu. Puristinheijarikairauksilla pyrittiin täydentämään tietoa pohjaan täyttymisestä vastapenkereen alla. CPTU-kairauksilla oli tarkoitus erottaa ohuetkin silttikerrokset savimassasta. CPTU-kairauksen yhteydessä

tehtävässä pysäytyskokeessa määritettiin vaakasuoraa vedenläpäisevyyttä 7 metrin syvyydessä siltissä. Pysäytyskokeessa kairattu huokosylipaine purkautui kuitenkin huokoskärjestä jo minuutissa. Minuutin mittausvälillä in-situ vedenläpäisevyyttä ei yritetty määrittää datasta vaan tulokset hylättiin suoraan. Siipikairauksilla täydennettiin laboratorioskokeita ja varmistettiin näytteenottopisteet lohkarettomiksi. Kaikki kairaukset ja häiriintymättömät näytteenotot kahdesta pisteestä tehtiin helmi- ja maaliskuussa 2013. Häiriintymättömän näytteenoton ja kairaukset suoritti Destia Oy. Pohjatutkimusohjelma ja poikkileikkaukset kairauksineen on esitetty vastaavasti liitteissä 8 ja 9.

Tutkimuskohteeseen asennettiin lisämittausvälineitä: 6 kpl huokospainekärkiä ja yksi uusi pohjavesiputki. Huokospainekärjillä oli kaksi tarkoitusta. Ensinnäkin pyrittiin varmistamaan, ettei massanvaihtoa sivusuunnassa tukevassa sensitiivisessä savessa ole jäljellä huokosvedenylipainetta 30 vuotta sitten tehdystä pengerryksestä. Toiseksi määritettiin sekä lumien sulamisen että rankkasateiden yhteydessä tapahtuvan veden virtaaman muutoksen indusoimaa huokosvedenpainetta vastapenkereen alla savessa. Huokospainekärjistä (4 kpl) asennettiin riviin tien pituussuunnassa vastapenkereen alle ja 2 kpl pylväasperustuksen ympäristöön. Kaikki kärjet asennettiin viiden metrin syvyydelle saveen. Pohjavesiputki puolestaan sijoitettiin vastapenkereen juureen. Pohjavesiputken asennuksella selvitettiin arteesista pohjavedenpintaa ja luotiin referenssitaso nolla-huokosvedenpaineelle. Huokospainekärkien toimittamisesta, mittauksesta ja tulostuksista vastasi Tampereen teknillinen yliopisto. Destian Infratieto avusti huokospainekärkien asentamisessa. Asennetut huokospainekärjet (kuva 42) ovat venymäliuskatyyppisiä mittareita, joita on aikaisemmin käytetty mm. Perniössä 2009 ratapenkereen sorrutuskokeessa. Huokospainekärkien toiminta perustuu huokoskärjen sisällä olevan kalvon taipumiseen, joka edelleen aiheuttaa deformaation venymäliuskaan. Tämän seurauksena venymäliuskassa olevan referenssimateriaalin sähkönvastus muuttuu ja edelleen materiaalin kautta kulkeva jännitehäviö. Jännitehäviöstä voidaan edelleen tulkita savessa vaikuttava huokospaine.



Kuva 42. Huokospainekärjistä ja jatkotangoista koottuja kappaleita.

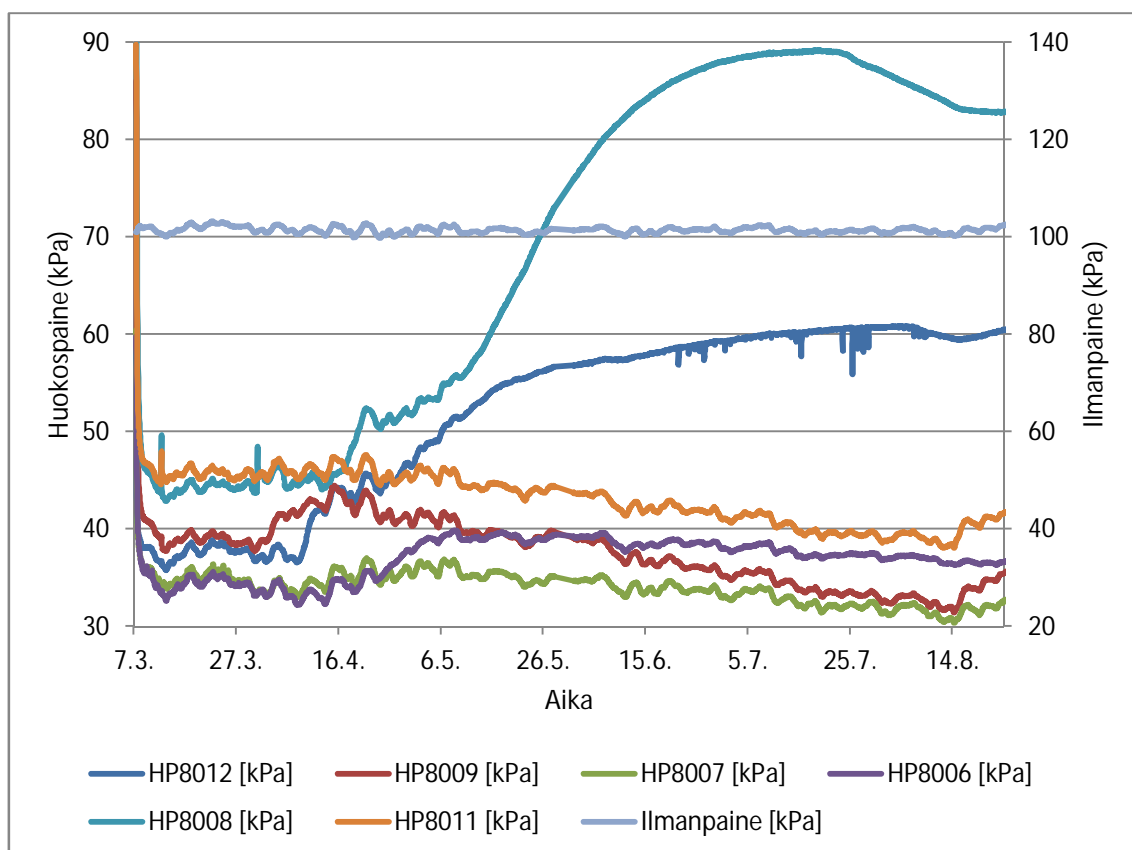
Kaikki huokospainekärjet (Tokyo Sokki Kenkyujo KPD-200KPA -mallisia) mittaavat huokospaineita 200 kPa asti, joka vastaa hydrostaattista vedenpainetta 20 metrin syvyydessä. Huokospainekärki koostuu kärkikartiosta, suodatinkivestä ja venymäliuskasta. Huokospainekärjen kärkikartio on maahan painamista varten. Suodatinkivi puolestaan estää jokseenkin saven tunkemista lieriömäiseen vesitilaan. Tässä vesitilassa vedenpaineesta välittyy paine venymäliuskaan. Erityistä epäluottamusta herätti suodatinkiven rakeisuus (0,04 mm), joka oli siis tässä tapauksessa moninkertainen verrattuna saven rakeiden halkaisijaan. Erittäin dispergoituva savi saattaisi tukkia kiven. Lisäksi oli mahdollista, että savi tunkeutuisi myös mekaanisesti huokoskiveen. Tällöin venymäliuska ei välttämättä enää ole riittävän herkkä paineen muutoksille.

Huokospainekärjet asennettiin maahan jatkotankojen avulla staattisesti painaen. Vastapenkereeseen oli kuitenkin ensin porattava aloitusreikä, josta kärkien painaminen oli tarkoitus aloittaa. Aloitusreiän poraamisen jälkeen huokospainekärjet kasattiin, täytettiin ilmattomalla vedellä ja lukittiin jatkotankoihin (kuva 43). Huokospainekärjestä tihkui luonnollisesti vettä ulos, kun kärkeä vietiin muutaman kymmenen metrin päähän esi-reikään. Muutamissa pisteissä savi oli vetelää, jolloin tankoja ei tarvinnut painaa suurella voimalla. Tankoja ei lukittu yläpäästään millekään tasolle, jolloin tanko mahdollisesti jäättyi pintamaahan kiinni. Huokospainekärki saattoi siten aloittaa painumisen roudan sulamisen jälkeen aiheuttaen mittausvirheitä.



Kuva 43. Huokospainekärjen täyttäminen ilmattomalla vedellä.

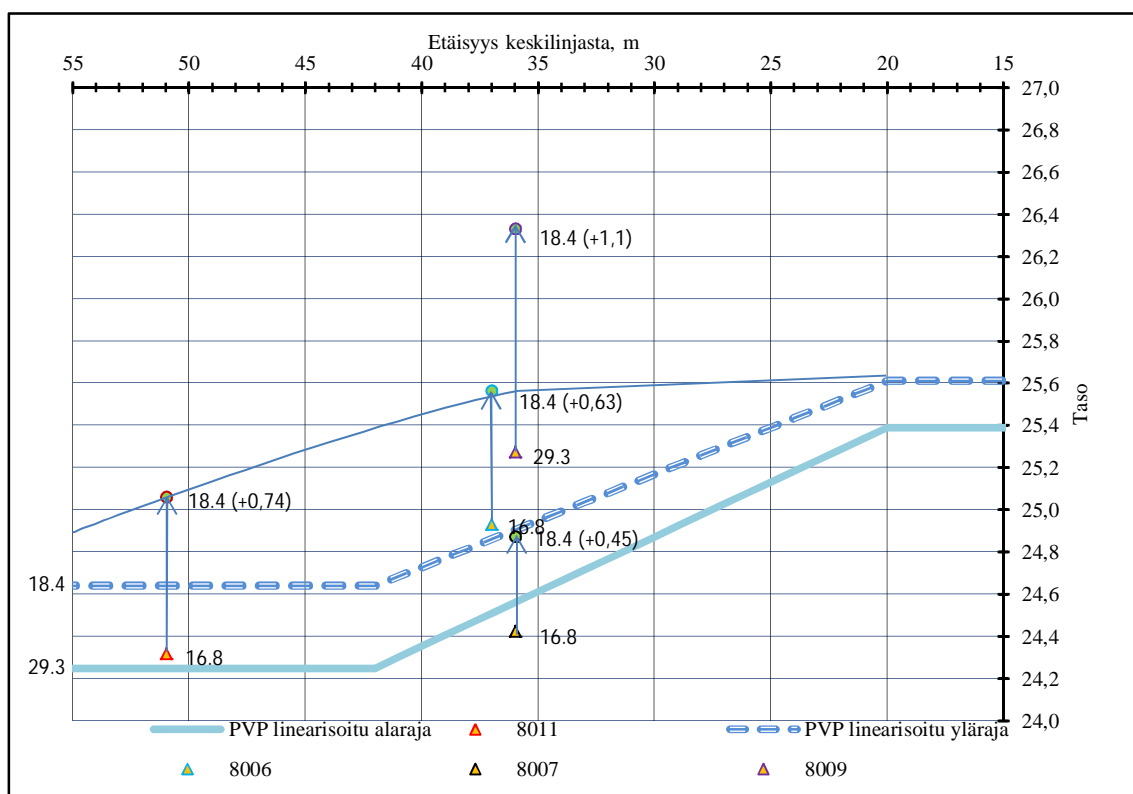
Kaikissa huokospainekärjissä (kuva 44, liite 10) voidaan selvästi havaita maahan painamisen vaikutus suurena huokosylipaineena, josta ylipaine näyttäisi hitaasti purkautuvan noin viidessä päivässä. Tämän jälkeen huokospaineissa havaittiin pientä laskua, kun maa oli vielä jäässä. Tätä seurasi sulamisvesistä aiheutuva huokospaineen kasvu (noin 16.4.2013–6.5.2013), joka on suuruudeltaan 5...10 kPa anturista riippuen ja kehittyi alle kuukauden ajanjaksolla. Tämän jälkeen antureissa 8008 ja 8012 kehittyi huokosylipainetta vielä vastaavasti 15 kPa ja 35 kPa. Samalla näissä antureissa ei enää havaittu ilmanpaineen muutoksen vaikutusta mittauksiksi. Mahdollisesti venymäliuskan tai johtojen lämpötilan- ja kosteuden muutokset ja tästä aiheutuneet palautuvat muodonmuutokset tai anturien painumat roudan sulamisen yhteydessä aiheuttivat antureiden 8008 ja 8012 ylipaineen. Merkittävästä huokosvedenylipaineesta tuskin on kyse, kun antureiden mukaan huokosvedenpaine lähenee jo hydrostaattista jännitystä kyseisellä syvyydellä. Tämä määrä huokosvedenpainetta johtaisi saven vetomurtoon. Tällöin anturin ympäristössä olisi odotettavissa siirtymiä. Suurta anturien painumaa tai sivusiirtymiä inklinometriputkissa ei kuitenkaan havaittu. Antureiden korkeusasema tarkastettiin asennuksessa teipillä merkitystä kohdasta silmäämäärisesti. Merkittävää antureiden painumaa ei havaittu. Anturit 8006, 8007, 8009 ja 8011 reagoivat odotetulla tavalla koko mittausajan. Näissä huokospaine laski kesän aikana 5-10 kPa. Kesällä pohjamaahan ei ilmeisesti suotautunut erittäin suuria lyhyen aikavälin vesimääriä, kun huokospaine las-  
ki melko tasaisesti. Huokospainekärkien noston jälkeen anturit testattiin normaali-ilmanpaineessa. Kaikki anturit toimivat normaalisti. Antureiden 8008 ja 8012 mittaus-  
havainnot oli kuitenkin jätettävä tarkastelun ulkopuolelle.



Kuva 44. Mitattu huokos- ja ilmanpaine puolen vuoden tarkastelujaksolla.

Pohjavedenpinnan havaintojen mukaan pohjaveden staattinen paine ei ole arteesinen syvällä moreenissa vastapenkereen juuren kohdalla. Mitatut pohjavedenpinnan tasot asettuvat selvästi maanpinnan alapuolelle vastapenkereen juuren kohdalla. Massanvaihdoista mitattu vedenpinta (+25,61) oli korkeimmillaan noin puolitoista metriä korkeammalla (+24,25) kuin vastapenkereen juuressa. Suurin mahdollinen lumien sulamisesta johtuva huokosvedenpaine vastapenkereen alapuolella oli tämän perusteella noin 15 kPa, mikäli savi ei ole murtunut anturin ympäristössä. Kuvassa 45 on esitetty tulkitut huokosvedenpaineen ääriarvot vastapenkereen alapuolella perustuen huokospainemittauksiin ja pohjavedenpinnan havainnointiin. Mitatut huokosvedenpaineen alaraja-arvot ovat keskimäärin hieman koholla verrattuna moreenista mitattujen staattisten paineiden kautta muodostettuun staattiseen vedenpainetasoon. Massanvaihdon konsolidaatioon liittyvästä huokosvedenylipaineesta tuskin on ollut kyse, mikä pyritään osoittamaan myöhemmin laskelmin. Todennäköisesti nollahuokosvedenpaineraja on vastapenkereen ja tämän juuren ympäristössä hieman koholla verrattuna linearisoituun alarajaan tai siten huokospainejärjen painuma ei ole päättynyt mittaajajalla.





Kuva 45. Tulkitut huokosvedenpaineen rajatilat luiskassa.

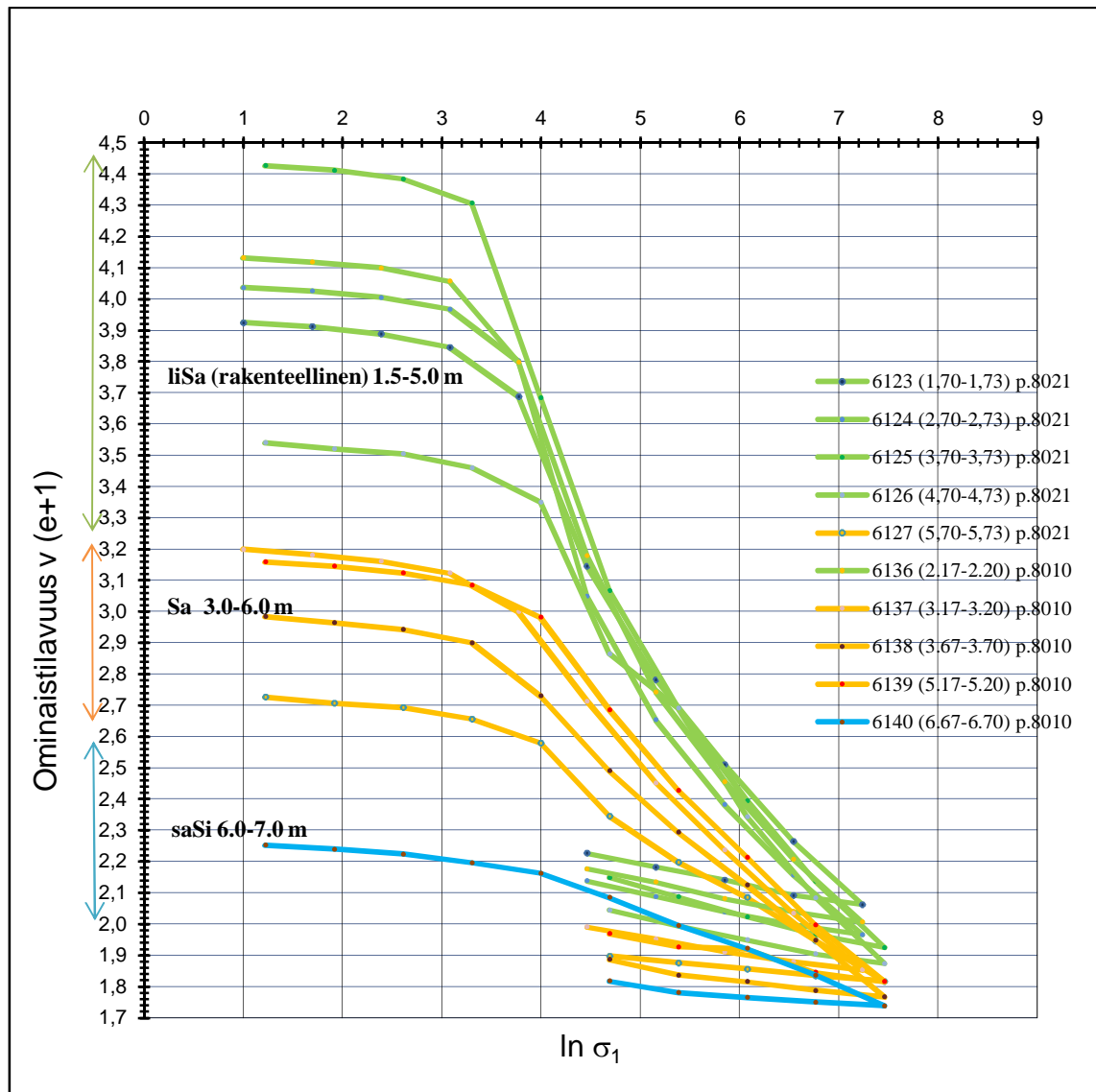
## 6.5 Laboratoriotutkimukset (2013)

Häiriintymättömiä maanäytteitä otettiin kahdesta pisteestä. Tavoitteena oli kairata tien rakentamisen ja käytön aikana mahdollisimman vähän häiriintynyt näytesarja (8021). Tämän lisäksi oli tarkoitus ottaa toinen näytesarja hieman muodonmuutoksia tien rakentamisen ja käyttönsä aikana kokeneesta savesta (8010). Nämä häiriintymättömät näytteenotot olivat edellytys saven mekaanisen käyttäytymisen arvioimiseen kohtuullisella tarkkuudella. Näytesarjaa 8010 ei kuitenkaan uskallettu ottaa erittäin läheltä massanvaihtoa tai pylväspästä, kun täyttöjen paikkaa rinteessä oli hankala arvioida aikaisemmista kairauksista huolimatta. Häiriintymättömät näytteenotot tehtiin pylväspästä vierestä (8021) ja vastapenkereen juurelta (8010) ST-II -mäntänäytteenottimilla (liite 8). Näytteet toimitettiin Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulun yhdyskunta- ja ympäristötekniikan geotekniikan laboratorioon, jossa kaikki näytteenotto-putket punnittiin ensin keskimääräisen märkätilavuuspainon määrittämiseksi. Tämän jälkeen luokituskokeita kohdistettiin tarpeeksi tiheästi ja tarkennettiin kaikista vesipitoisimpiin kerroksiin. Yksittäisille näytteille tehtiin kartiokokeita, kierityskokeita, mittauksia pyknometrilla ja mittauksia areometrilla. Lopuksi muodonmuutos- ja lujuusominaisuuksia määritettiin sekä portaittaisilla ödometrikokeilla että kolmiaksiaalikoikeilla.

Ödometrikokeita tehtiin keskimäärin metrin korkeusvälein. Ödometrikokeet vietiin tarkoituksella erittäin suurelle jännitysportaalle ( $\sigma_v = 1000\text{--}2000$  kPa) poiketen tavanomaisesta käytännöstä, jotta destruktuuraatiota voitiin arvioida luotettavasti. Tällöin destruktuuraatioteoriaan perustuen ei tarvinnut tehdä vastaavia kokoonpuristuvuuskokeita myös häiriityillä näytteillä. Kolmiaksiaalikoikeet pyrittiin puolestaan kohdistamaan luokituskokeiden perusteella havaittuun kahteen samankaltaiseen savikerrokseen. Taulukossa 1 on esitetty tehdyt laboratoriotutkimukset. Häiriintymättömille näytteille tehtyjen luokituskokeiden tulokset on esitetty liitteessä 11 ja ödometrikokeista määritetyt maan kokoonpuristuvuutta kuvaavat tulokset kuvassa 46.

Taulukko 1. Laboratoriotutkimukset.

Koe	kpl
Kartiokoe	30
Areometri	8
Pyknometri	8
Humuspoltto	8
Atterbergin rajat	5
Portaittaiset standardiödometrikokeet (ODO)	10
Kolmiakksiaalikoheet (CADC)	6
Kolmiakksiaalikoheet (CAUC)	2
Kolmiakksiaalikoheet (CAD)	1



Kuva 46. Standardiödometrikokeista määritetyt saven kokoonpuristuvuutta kuvaavat tulokset.

Ödometrikokeiden perusteella pehmeikön hienorakeiset kerrokset voitiin jakaa selvästi kolmeen eri kerrokseen. Erittäin rakenteellista, muodonmuutoksille herkkää, jokseenkin sufidipitoista lihavaa savea (savespitoisuus noin 80 %) oli tarkastelualueen reunalla (piste 8021) noin 1,5 – 5,0 metrin syvyydellä. Tarkastelualueen sisällä, pylvään vieressä oli vastaavaa savea vain pinnassa 1,5 – 3,0 metrin syvyydellä (piste 8010). Tämä viittaisi jokseenkin jyrkkään geologiseen vaihteluun. Molemmissa näytteenottopisteissä rakenteellisen saven alapuolella oli rakennetonta savea (savespitoisuus noin 30–70 %), joka oli kohtalaisen kokoonpuristuvaa. Rakennetonta ja rakenteellista savea ei pystytty

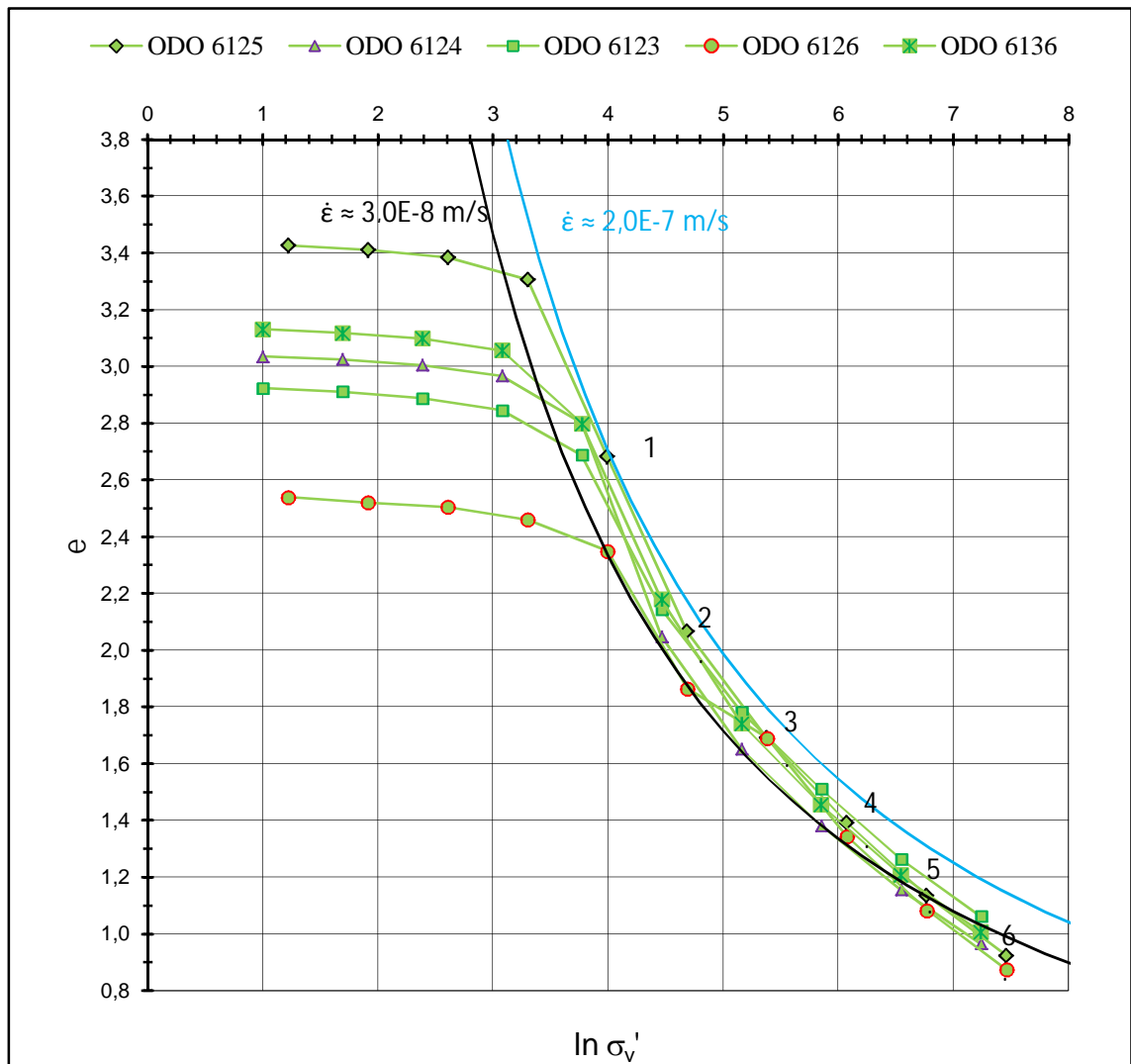
erottamaan toisistaan sensitiivisyyden perusteella (kartiokokeesta määritetty sensitiviteetti, liite 11). Parhaaksi indikaattoriksi rakenteelliselle savelle havaittiin vesipitoisuus ja sulfidipilkut. Savi on ylikonsolidoitunutta ( $POP = 0...15$  kPa) koko pehmeiköllä, jolloin savea on kuormitettava tätä vastaavan esikonsolidaatiojännityksen yli merkittävän muodonmuutoksen aikaansaamiseksi. Rakennettoman heterogeenisen kerroksen alapuolella oli savista silttiä. Savisen siltin kokoonpuristuminen tulkittiin pieneksi. Lisäksi savisen siltin vesipitoisuus on niin pieni, ettei herkkyyttä erittäin suurille muodonmuutoksille ole.

Ödometrikokeista määritettiin destruktuuraatiota ja  $\sigma' - \epsilon - \dot{\epsilon}$  -yhteyttä eli yhtälön (11) mukaista reologiaa. Reologian määrittäminen osoittautui kaiken kaikkiaan hankalaksi ilman CRS-kokeita. Rakenteelliselle savelle onnistuttiin kuitenkin määrittämään kohtalaisesti aksiaalisen jännityksen, ominaistilavuuden ja muodonmuutosnopeuden välinen yhteys portaittaisesta ödometrikokeesta (kuva 47). Huokoslukua ja jännitystä vastaavat muodonmuutosnopeudet määritettiin ödometrikokeiden 24 tunnin tuloksista. Tässä ajassa primääripainuma katsottiin päättyneeksi, jonka johdosta tehokkaan jännityksen katsottiin saavuttavan kuormaa vastaavan vakioarvon. Vakiomuodonmuutosnopeuksien kautta approksimoitiin potenssifunktiot kuvan 47 tasoon. Muodonmuutosnopeus ilmeni rakenteesta riippuvaksi. Rakennettomalla savella edellä kuvattua reologiaa ei saatu portaittaisen ödometrikokeiden tulosten avulla, kun kuvan 47 tasoon muodostui suora vakiomuodonmuutosnopeuksilla (liite 12). Rakennettomalle savelle approksimoitu jännityksen ja huokosluvun välinen yhteys ei siten ole herkkä ajan muutoksille esikonsolidaatiojännityksen läheisyydessä. Jos tätä yhteyttä olisi tarkoitus selvittää tarkasti, tarvittaisiin CRS-kokeita useilla eri muodonmuutosnopeuksilla. Tässä työssä tehtyjen ödometrikokeiden perusteella rakenne näyttäisi käyristävän vakiomuodonmuutosnopeuksien kautta muodostettuja suoria logaritmisien jännityksen ja huokosluvun muodostamassa tasossa (vertaa rakenteellinen ja rakenneton savi). Vakiomuodonmuutosnopeuksille määritetyt sovitukset olivat lähes yhdenmuotoisia kokeesta määritetyn muodonmuutospolun kanssa. Tämä vastaa Leroueilin (1985) havaintoja.

Molemmissa savissa muodonmuutosnopeus oli 24h tunnin jälkeen kuorman lisäyksestä lähes yhtä suuri lukuun ottamatta esikonsolidaatiojännityksen ympäristöä rakenteellisella savella. Muodonmuutosnopeus muuttui yleisesti Bjerrumin havaintojen mukaan lukuun ottamatta edellä mainittua tilaa. Kuormitusaika oli tosin jokaisella portaalla hyvin lyhyt, jolloin arvio Bjerrumin havaintojen pätevyydestä on vain jokseenkin luotettava.

Kaiken kaikkiaan luokiteltujen maakerrosten virumaominaisuuksista voidaan todeta seuraavaa. Rakenteellinen savi on kohtalaisen viruvaa ja altista pitkän ajan muodonmuutoksille. Rakenneton savikerros on myös taipuva pitkän ajan muodonmuutoksille. Savinen siltti ei ole herkkä pitkän ajan muodonmuutoksille, jonka johdosta tämän viruma oletetaan merkittömäksi. Savista silttiä kutsutaan yksinkertaiseksi siltiksi myöhemmin tehtävissä siirtymäarvioissa ja tiepenkereen pysyvyydestarkasteluissa.

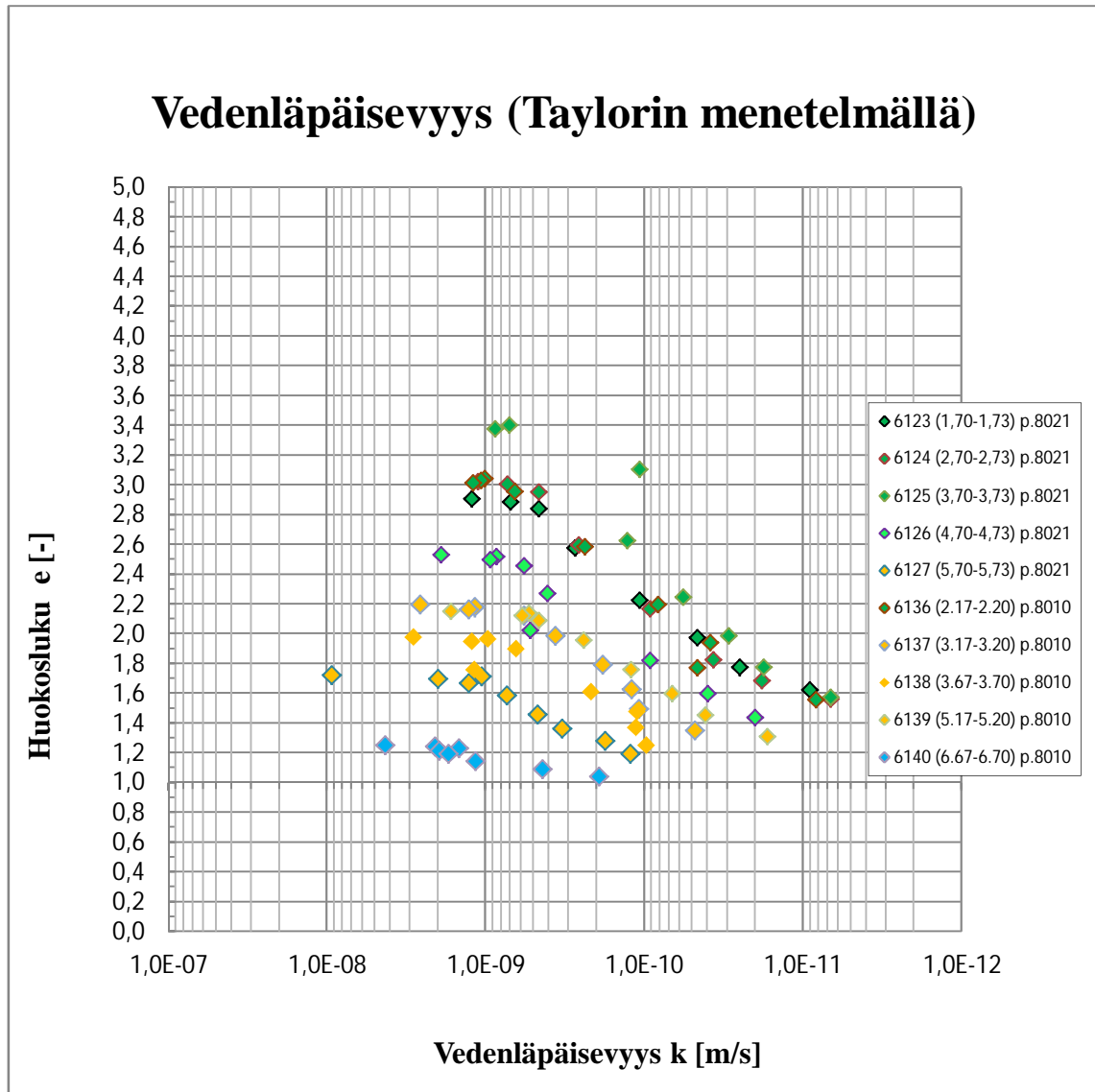




Kuva 47. Rakenteellisen saven reologia.

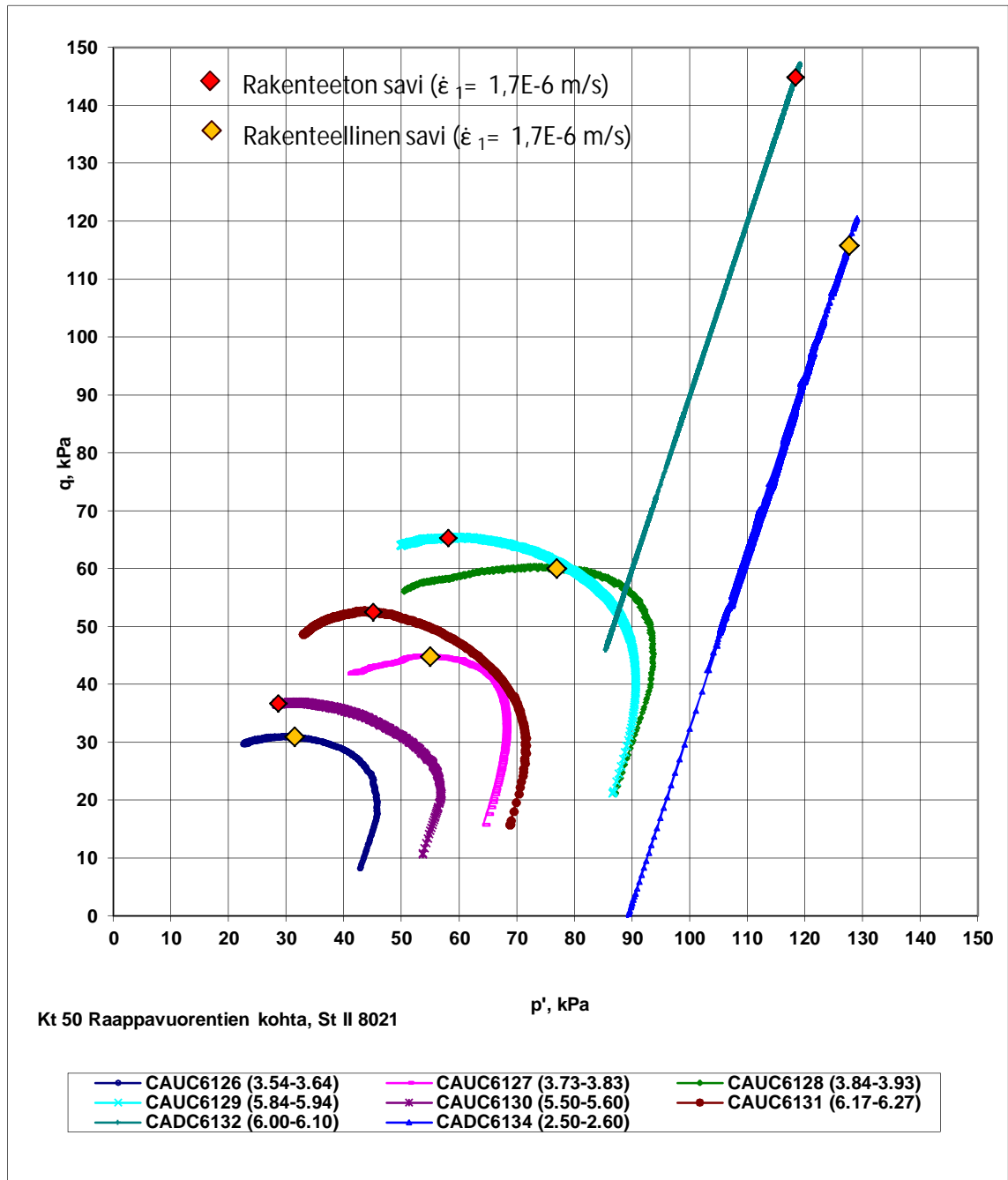
Molemmat savikerrokset olivat vedenläpäisevyyssominaisuuksiltaan hyvin samankaltaisia (kuva 48). Rakenteellisen saven pystysuora vedenläpäisevyys muuttui jyrkemmin verrattuna rakennettomaan saveen. Jännitysvälillä 0-2 MPa rakennettoman ja rakenteellisen saven pystysuora vedenläpäisevyys vaihteli välillä  $4,0 \cdot 10^{-8}$  m/s... $5,0 \cdot 10^{-12}$  m/s. Siltti oli jonkin verran paremmin vettä läpäisevää savikerrokseen verrattuna. Siltin pystysuora vedenläpäisevyys vaihteli vastaavalla välillä  $4,0 \cdot 10^{-9}$  m/s... $9,0 \cdot 10^{-9}$  m/s.

Vaakasuorien vedenläpäisevyysskoekiden (ödometrikokeiden) mukaan rakenteellinen savi on jokseenkin aktiivista. Edellä mainituissa kokeissa saven huomattiin sekoittuvan veteen melko suuren hydraulisen gradientin alaisena eikä vaakasuoraa vedenläpäisevyyttä saatu määritettyä luotettavasti. Poikkeuksellista aktiivisuutta saattaa aiheuttaa montrollimoniittipitoisuus. Tähän viittaisi havaittu poikkeuksellinen vedenimukyky (paisuminen) edellä mainittua vedenläpäisevyysskoetta vastaavalla syvyydellä tehdyssä kokoonpuristuvuuskokeessa ( $\kappa = 0,08$ ). Atterbergin rajojen mukaan savi on kuitenkin korkeintaan hieman aktiivista erittäin suurilla vesipitoisuuksilla.



Kuva 48. Maakerrosten vedenläpäisevyys: rakenteellinen savi (vihreä), rakenteeton savi (keltainen) ja siltti (sininen).

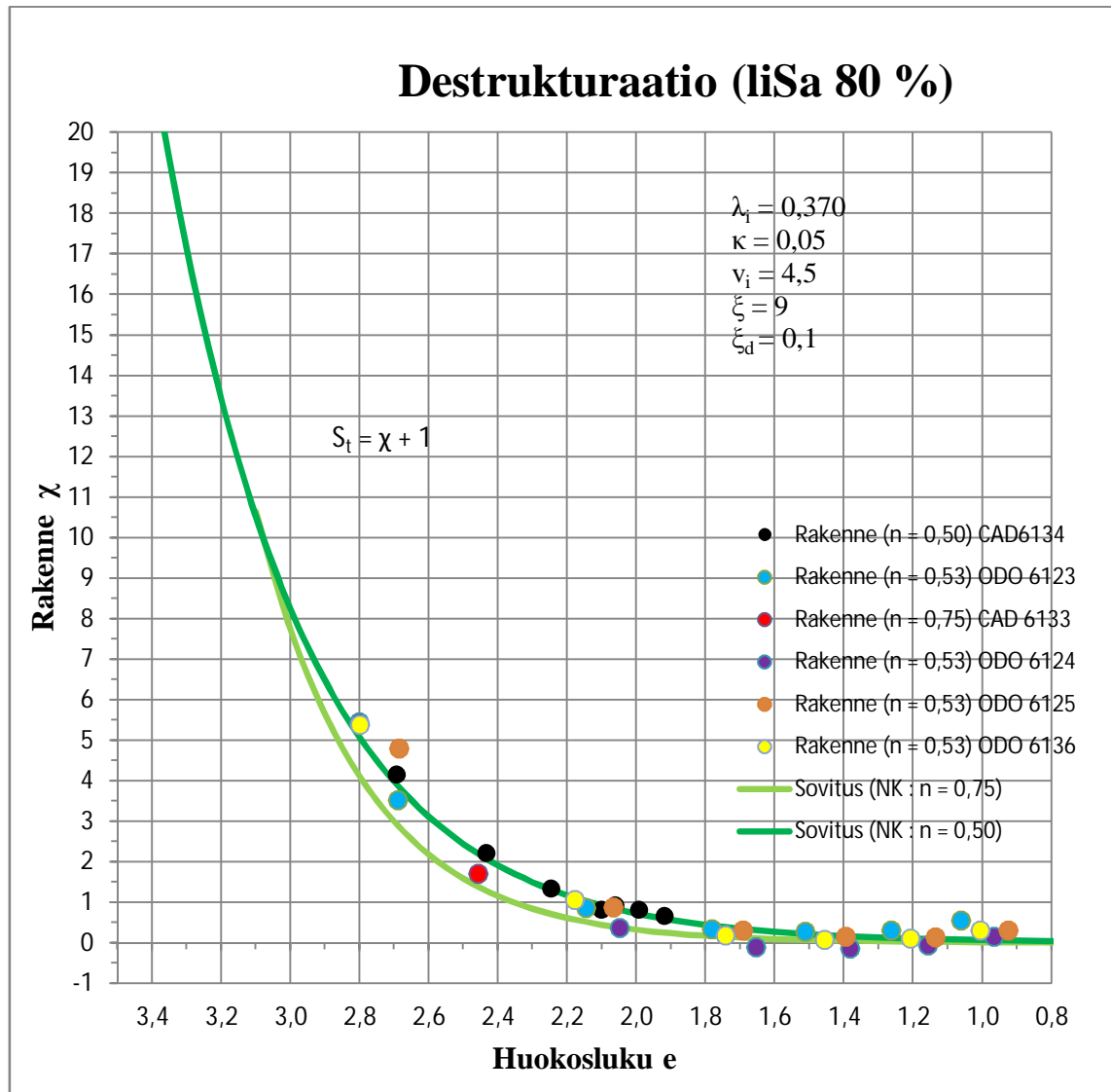
Kolmiakσιαalikokeiden tulokset ja tulkitut murtotilat on esitetty kuvassa 49 ja liitteessä 13. Kolmiakσιαalikokeiden jännityspoluista erottuivat selvästi jo mainittu rakenteellinen ja rakenneton savi. Rakenteellisella savella oli kuvan 49 mukaan suljetuissa kokeissa yhdenmuotoiset jännityspolut ja murtosuora, kuten myös rakennettomalla savella. Saven leikkauslujuutta kuvaavat kriittiset tilan jännityssuhteet ( $M = 0,9$  ja  $M = 1,2$ ) määritettiin avoimista kolmiakσιαalikokeista, jotta on saatu järkevä kitkakulma ja edelleen laskettua järkevä  $K_0$ -arvo (laskettu siis kriittistä tilaa vastaavasta kitkakulmasta). Erään kolmiakσιαalikokeen konsolidointivaiheessa rakenteellinen savi murtui normaalkonsolidoituneella kuormitusportaalla (jännityssuhteella  $\eta = 0,75$ ), jolloin avointa leikkauskoea ei voitu tehdä. Tästä saatiin kuitenkin tärkeää tietoa, että suljetun tilan jännityspolkujen avulla interpoloidut kriittisen tilan arvot ( $M = 1.2 \dots 1.8$ ) yliarvioisivat saven lujuutta erittäin paljon. Suljettujen kokeiden tuloksista voidaan myös todeta, ettei työssä esiteltyjen savien destruktuatio ole suurelta osin sidoksissa deviatoriseen muodonmuutokseen vaan pikemminkin suhteelliseen tilavuudenmuodonmuutokseen. Deviatorinen jännitys ei pienentynyt kuin maksimissaan 10 % huippuarvostaan 20 % deviatorisella muodonmuutoksella. Destruktaatiota tarkastellaan seuraavaksi edellä kuvattua tarkemmin.



Kuva 49. Kolmiaksaalikokeiden tulokset.

Kolmiaksaalikokeiden ja ödometrikokeiden avulla määritettiin saven rakenteen riippuvuus huokosluvusta (kuva 50). Rakenteellinen savikerros näyttäisi olevan erittäin homogeeninen, koska rakenne saadaan sovitettua huokosluvun mukaan. Suhteellinen tilavuudenmuutos näyttäisi hallitsevan saven destruktuuraatiota ( $\xi \gg \xi_d$ ). Sensitiivisyys on määritetty yhtälön (64) mukaan, johon yhtälö (83) on sovitettu selvittämällä ensin myötöpinta ja tämän jälkeen eri kokeiden jännityssuhdetta vastaavat muodonmuutossuhteet (liite 14). Tämä perustuu siihen, ettei rakenteellinen savi ole järkevä anisotropisuuden muutokselle (liite 13). Liitteessä 13 jännityssuhdetta ( $\eta = 0,50$ ) vastaava muodonmuutossuhde pysyi konsolidaatioportilla lähes vakiona huomiotta portaan alkua, jossa painumanopeus on suurinta. Tämä johtuu edelleen huokosvedenylipaineen muodostumisesta kokeessa eli hieman suurista jännitysskkelista. Rakenteeton savi osoitti anisotropian muutosta, joka kuitenkin katsotaan tässä vähäiseksi. Muodonmuutossuhde

näyttäisi saavuttavan vakioarvon joka portaalla, joten kokeet voidaan katsoa onnistuneiksi ja kelpoiksi.



Kuva 50. Rakenteellisen saven destrukturaatiota.

## 6.6 Näytteiden häiriintyminen

TPPT-hankkeen yhteydessä ST II-näytteenottimella saatiin hyvälaatuisia näytteitä (Slunga 1996). Tämän johdosta ST II valittiin näytteenottimeksi. Rakenteellisen saven muodonmuutos- ja leikkauslujuusominaisuudet ovat laboratoriokoetulosten mukaan hyvin säilyneet. Siipikairalla määritetyt sensitiivisyyden arvot (kuva 37) ovat keskimäärin samassa suuruusluokassa verrattuna ödometrikokeesta (kuva 50) ja kartiokokeilla määritettyihin sensitiivisyyden arvoihin (liite 11). Edellisellä määritetty sensitiivisyys on suuruusluokassa ( $St = 5-15$ ) ja jälkimmäisissä määritetyt luokassa ( $S_t = 10-25$ ). Rakennettomaksi tulkitulla savella saattaisi siten kuitenkin olla rakennetta. Rakennetonta savea oli keskimäärin melko syvällä, mikä on todennäköisesti hieman vaikeuttanut näytteenottoa. Tämä savi saattoi olla siten jokseenkin häiriintynyttä. Rakennettoman saven sensitiivisyys viittaisi myös siihen, että rakennetta on ollut ennen kolmiaksaali- ja ödometrikokeita. Kolmiaksaalikokeiden tulosten perusteella leikkauslujuusominaisuudet näyttäisivät kuitenkin säilyneen erinomaisesti. Tässä työssä juoksuraja määritettiin yksipistemenetelmällä. Määritettyä juoksurajaa ei voida katsoa siten edustavana eikä saven häirittyä kokoonpuristuvuusindeksiä määritetä siitä. Tätä indeksiä olisi voitu ver-

rata ödometrikokeista määritettyihin vastaaviin indekseihin ja arvioida siten muodonmuutosominaisuuksien säilymistä näytteenotossa.

## 7 Tutkimuskohteen siirtymien ja vakavuuden arviointi

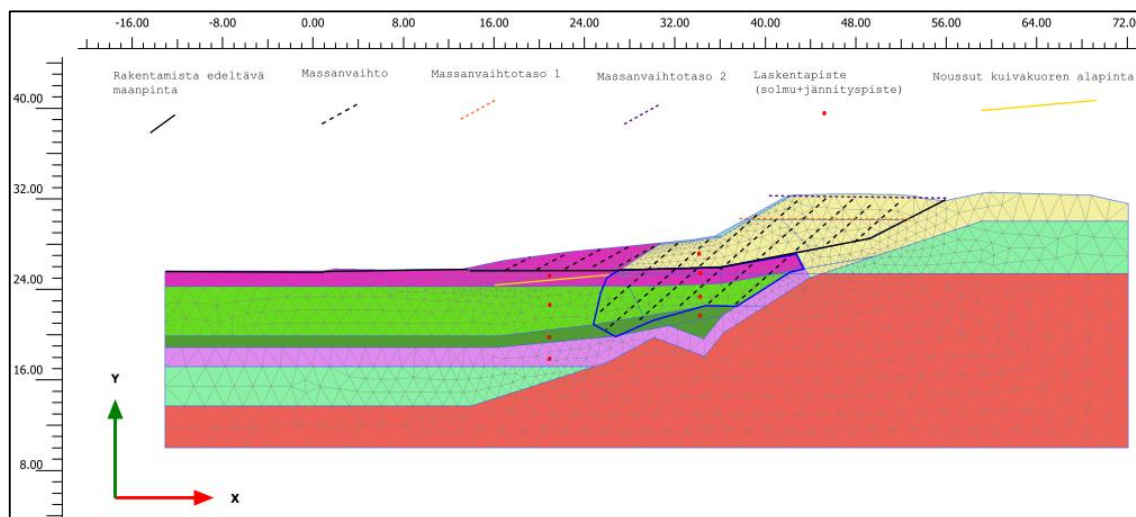
### 7.1 Yleistä FEM-mallinnuksesta

Paaluvälillä 11180–12240 massanvaihto on lähes yhtenevässä asemassa syrjäytyneenä etäälle kantatiestä. Useissa poikkileikkauksissa täytön alle on jäänyt merkittäviä savi-massoja. Poikkileikkauksissa vastapenger on muodoltaan lähes yhtenevä sekä kallion-pinta viettää jyrkästi ja yhdenmukaisesti. Inklinometriputkista mitattu massanvaihdon ja saven tien pituussuuntainen siirtymä on hyvin pientä. Tievauriot viittaavat pääosin tien sivusuuntaiseen siirtymään. Tämän johdosta kaksiulotteinen tarkastelu tasomuodonmuutostilassa katsottiin riittäväksi.

Siirtymälaskelmia tehtiin kaksi kappaletta painumahalkeaman lähiympäristöstä paalulta 12195. Tien pituussuunnassa paalulla 12195 massanvaihdon alle on jäänyt eniten savea tarkastelualueella. Tämän seurauksena suurin painuma muodostuu oletettavasti laskennallisesti paalulle 12195. Laskennallisesti tähän voi muodostua myös poikittainen halkeama, mikäli painuma-ero tien pituussuunnassa on riittävä. Paalulla 12195 massanvaihdon alle jäänyt maa-aines luokiteltiin laihaksi saveksi ja siltiksi perustuen kohdasta otettuihin häiriintyneisiin näytteisiin.

Laskentageometria on esitetty kuvassa 51. Maakerrokset on tulkittu hieman viettäväksi vastaamaan tilaa ennen pohjoisen ajoradan rakentamista. Tämä tulkinta perustui rakentamista edeltävien häirittyjen näytteenottojen ja siipikairausten tuloksiin. Pengerryksen jälkeisessä tilanteessa maakerrosten sijaintia rinteessä on puolestaan vaikea arvioida, sillä massanvaihto on syrjäyttänyt ja kokoonpuristanut pohjamaata sivulle. Kuivakuorta on oletettu hieman syrjäytyneeksi. Rakenteellista savea oletetaan olevan 1,5...5 metrin syvyydellä maanpinnasta näytepisteen 8021 havaintoja mukaillen. Tämän yläpuolella on kuivakuorisavea ja alapuolella 5...6 metrin syvyydellä rakennetonta savea. Silttikerros on 6...8 metrin syvyydellä, jonka alapuolella on siltistä moreenia 8...13 metrin syvyydellä. Silttinen moreeni sivuaa jyrkästi viettävää kallionpintaa, jossa on pieni syväne luiskan kohdalla. Massanvaihdon alle syvänteeseen jääneestä maa-aineksesta on noin puolet rakennetonta savea ja puolet silttiä. Savi tulkittiin hieman ylikonsolidoituneeksi (5-10 kPa) ödometrikokeiden tuloksiin perustuen. Luiskan reuna on vahvistettu kuivakuorisavella, jotta penkereen luiska itsessään pysyisi stabiilina. Siirtymäanalyysejä tehtiin yksinkertaisuuden vuoksi ilman suurten muodonmuutosten teoriaa ja huokosvedenpaineiden päivityksiä.

Kuivakuorelle ja täytölle annettiin hieman vetokestävyyttä laskelman konvergoinnin helpottamiseksi. Kallio oletettiin erittäin jäykäksi materiaaliksi, johon ei mobilisoidu huokosvedenylipainetta. Kentälle annettiin avoimia ja suljettuja reunaehdoja. Avoin virtauksen reunaehto ( $u_w = 0$ ) oli silttimoreenin vaakareunalla, kun puolestaan kentän pysy- ja vaakareunat lukuun ottamatta maanpintaa olivat suljettuja ( $q = 0$ ). Nollahuokosvedenpaineviiva approksimoitiin pohjavesiputkista mitattujen alimpien pohjavedenpintojen tasoista. Tämä tapahtui linearisoimalla näistä putkista mitatut hydrostaattiset painetasot pohjavesiputkien väliin (kuva 45). Kuvassa 45 huokospainemittauksien alarajat asettuvat jokseenkin hydrostaattisten painetasojen väliin. Hydrostaattinen oletus vedenpainejakaumasta oletettiin täten riittäväksi.



Kuva 51. Siirtymä- ja stabiiliteettilaskelmien geometria.

## 7.2 Ympäristön liikkeet pengerryksestä (EVP-SCLAY1S)

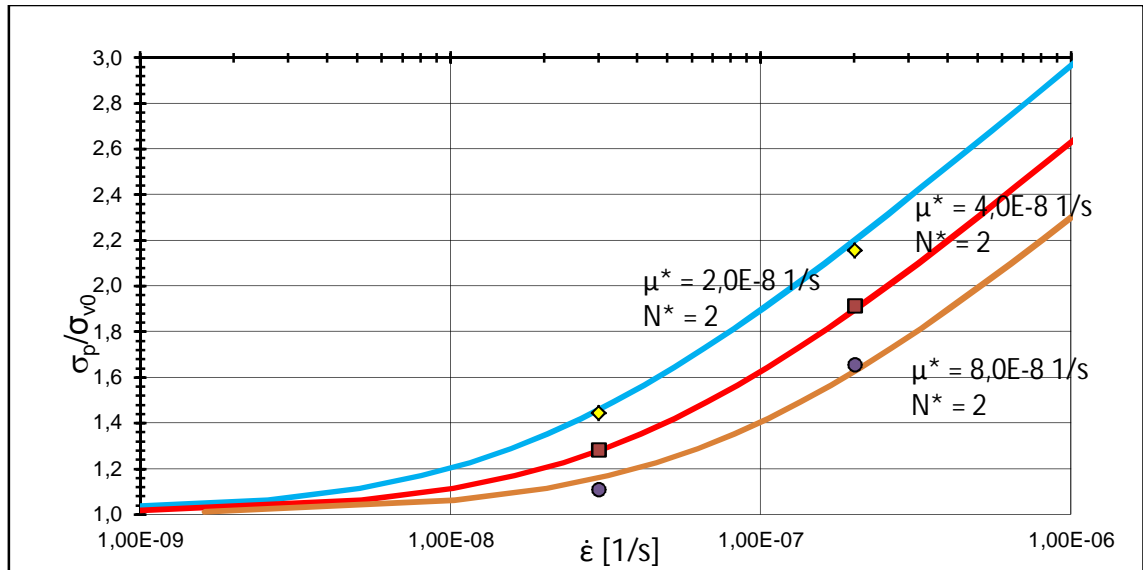
### 7.2.1 Lähtötiedot

Ensimmäinen tasomallinnus oli siirtymäanalyyysi EVP-SCLAY1S-mallilla. EVP-SCLAY1S -malli syötettiin PLAXIS 2D 2012 -ohjelmaan käyttäjän määrittämänä mallina. Laskelman tavoitteena oli määrittää painumia ja sivusiirtymiä pohjoisella ajoradalla sekä sivusiirtymiä molempien inklinometriputkien kohdalla.

EVP-SCLAY1S-mallin kanssa ilmeni seuraavia rajoituksia. Mallilla ei pystytty luomaan nollahuokosvedenpainerajaa jatkuvassa virtaustilassa. Myöskään edellä mainitun mallin kanssa ei ollut mahdollista luoda lähtöjännitystilaa painovoimakuormituksella, jolloin konsolidaatitarkastelut oli määritettävä lepojännityskuormituksesta. Tästä menettelystä seuraa edelleen virheitä jännityskenttään. Lisäksi virumaa ei ollut mahdollista sovittaa elementtimenetelmän pohjamaan koestus-aliohjelmassa. Tämä aliohjelma ei soveltunut käyttäjän määrittämille savimalleille.

Laskelmassa luotiin edellä mainitusta rajoituksista johtuen jännityskenttä lepopaineella ja tästä edettiin konsolidaatitarkasteluihin. Oletettavasti huokosvedenylipaine purkautuu massanvaihdon ympäristössä nopeasti, sillä savi on jokseenkin vettä läpäisevää. Lisäksi savea ympäröivät hyvin vettä läpäisevät reunat: massanvaihto, halkeillut kuivakuori ja siltti rajaavat savea. Kuitenkin siipikairausten mukaan huokosvedenylipainetta on siirtynyt jokseenkin etäälle edellä mainituista hyvin vettä johtavista reunoista, mikä voi osaltaan puolestaan hidastaa konsolidaatiota. Päälystämisen jälkeen esiintyvä siirtymä on oletettavasti ollut saven konsolidaation loppuosan sekä tätä seuraavan pelkän viruman aiheuttamaa. Massanvaihtoa sivusuunnassa tukeva savi ja savi massanvaihdon alla ovat alttiina kohtalaisille muodonmuutoksille.

Tärkeimmät sivusiirtymien ja painumien suuruuteen nykytilassa vaikuttavat tekijät ovat ylikonsolidaatiojännitys (POP) ja viskoosiset parametrit ( $\mu^*$ ,  $N^*$ ). Viskoosiset parametrit rakenteelliselle savelle on määritetty portaittaisesta ödometrikokeesta (kuva 47) ja esitetty muunnetussa koordinaatistossa kuvassa 52. Rakennettomalle savelle ei pystytty määrittämään tähän malliin viskooseja parametreja, joten molempien savikerrosten viskoosia käyttäytymistä kuvattiin samoilla parametreilla. Kuvassa 51 esitetyllä geometrialla siirtymien suuntaan vaikuttavat muun muassa rakentamista edeltävä lähtöjännitystila, saven alkuanisotropia ( $\alpha_0$ ) ja saven lujuusominaisuudet ( $M$ ).



Kuva 52. Viskoosisien parametrien määrittäminen (EVP-SCLAY1S).

Siirtymälaskennassa käytetyt pohjamaan lujuus- ja muodonmuutosparametrit luokiteuille sedimenteille on esitetty taulukoissa 2-7.

Taulukko 2. Siirtymälaskelman parametreja (yleiset).

Nro	Maakerros	Malli	Tyyppi	POP [kPa]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$e_0$	$k_x$ [m/s]	$k_y$ [m/s]	$c_k$ [-]
A	Kuivakuori	SOFT SOIL	Undrained (A)	-	16	16	1,5	2,0E-09	2,0E-09	1,0E+15
B	Luisakatäyttö	SOFT SOIL	Undrained (A)	-	16	16	1,5	2,0E-09	2,0E-09	1,0E+15
1	Sa (Rakenteellinen)	EVP-SCLAY1S	Undrained (A)	10	14	14	3,1	8,0E-10	8,0E-10	0,8
2	Sa	EVP-SCLAY1S	Undrained (A)	5	16	16	2,0	8,0E-10	8,0E-10	0,6
3	Si	SOFT SOIL	Undrained (A)	0	17	17	1,5	2,0E-09	2,0E-09	0,4
X	Täyttö	HARDENING SOIL	Drained	-	20	20	0,5	1,0E-04	1,0E-04	1,0E+15
Y	SiMr	HARDENING SOIL	Undrained (A)	-	20	20	0,5	1,0E-08	1,0E-08	1,0E+15
Z	Kallio	LINEAR ELASTIC	Non-porous	-	27	27	0,3	-	-	-

Taulukko 3. Siirtymälaskelman parametreja (MC).

Nro	Maakerros	$v$ [-]	$E$ [MPa]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]
A	Kuivakuori	0,35	10	10	30
B	Luisakatäyttö	0,35	10	50	30

Taulukko 4. Siirtymälaskelman parametreja (EVP-SCLAY1S).

Nro	Maakerros	$v$ [-]	$\kappa$ [-]	$\lambda_1$ [-]	$M$ [-]	$\alpha_0$ [-]	$\omega$ [-]	$\omega_d$ [-]	$\chi_0$ [-]	$\xi$ [-]	$\xi_d$ [-]	$N$ [-]	$\mu$ [1/s]
1	Sa (Rakenteellinen)	0,3	0,05	0,37	0,9	0,4	0	0	13	9	0,1	2	2,00E-08
2	Sa	0,3	0,04	0,27	1,2	0,4	0	0	0	0	0	2	2,00E-08

Taulukko 5. Siirtymälaskelman parametreja (SS).

Nro	Maakerros	$v_{ur}$ [-]	$\kappa^*$ [-]	$\lambda^*$ [-]	$c'$ [-]	$\phi'$ [-]
3	Si	0,15	0,012	0,044	4,5	24,6

Taulukko 6. Siirtymälaskelman parametreja (HS).

Nro	Maakerros	$v_{ur}$ [-]	$E_{50}^{ref}$ [MPa]	$E_{oed}^{ref}$ [MPa]	$m$ [-]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]
Y	Täyttö	0,2	25	25	0,5	1	36
X	SiMr	0,2	25	25	0,5	1	36

Taulukko 7. Siirtymälaskelman parametreja (LE)

Nro	Maakerros	$v$ [-]	$E$ [MPa]
Z	Kallio	0,30	100

Siirtymälaskelma voidaan jakaa viiteen vaiheeseen:

1. Lähtöjännitystila luodaan pohjoisen ajoradan rakentamista edeltävällä geometrialla ja viettävillä maakerroksilla ( $K_0$ -tila).
2. Massanvaihto kaivetaan ja pohjaan täytetään. Tässä yhteydessä savea nousee massanvaihdon ympäristössä ja vastapenger rakennetaan lopulliselle tasolleen. Lopullisessa tilanteessa massanvaihto on murtoylipenkereen korkeustasolla (etenemä konsolidaatiotilassa kaksi päivää).
3. Ylipengerryksen katsotaan kestävän 365 päivää (etenemä konsolidaatiotilassa vuosi).
4. Penger nostetaan lopulliseen korkeuteensa (etenemä konsolidaatiotilassa kaksi päivää).
5. Jännitys- ja muodonmuutoskenttä lasketaan 100 vuoden kuluttua rakentamisesta (etenemä konsolidaatiotilassa 100 vuotta).

Siirtymälaskentaa on havainnollistettu kuvassa 51. Elementtimenetelmäohjelma kasvatti aktivoitavien elementtien tilavuuspainoa vaiheessa kaksi, jolloin tämä vaihe muodostui hyväksi approksimaatioksi todellisesta tilanteesta. Rakennettu ajorata oletettiin päällystettäväksi välittömästi vaiheen neljä jälkeen. Tästä eteenpäin lasketun siirtymän katsottiin rikkovan päällystettä.

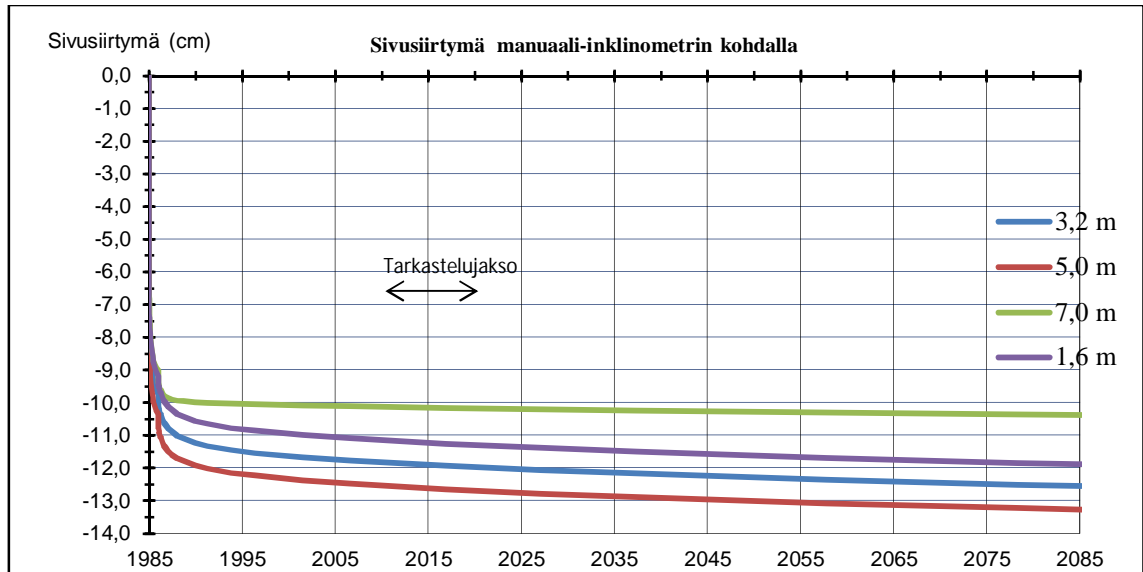
### 7.2.2 Tulokset ja tulosten tulkinta

Ensimmäisen siirtymälaskennan tuloksia on esitetty liitteessä 15 ja manuaali-inklinometrin kohdalla kuvissa 53 ja 54. Ensimmäisessä siirtymälaskelmassa on huokosvedenylipainetta päällystämisen jälkeen massanvaihtoa sivusuunnassa tukevassa savessa melko vähän (20 kPa) ja massanvaihdon alle jääneessä savessa vähän (30 kPa) suhteessa lisäkuormaan. Laskennallinen konsolidaatioaste on siten melko suuri päällystämisen alkaessa. Pohjoisen ajoradan painumalle on saatu arvo 40 mm ja sivusiirtymälle arvo 30 mm päällystäminen jälkeen. Pohjoisen ajoradan luiskaa sivuavalle kaistalle mobilisoitui painuma tämän viereisen kaistan pysyessä paikallaan. Painumat ja sivusiirtymät päällystämisen jälkeen kasvoivat näistä arvoista hieman, mikäli ylipengerryksen oletettiin kestäneen vähemmän kuin 365 päivää.

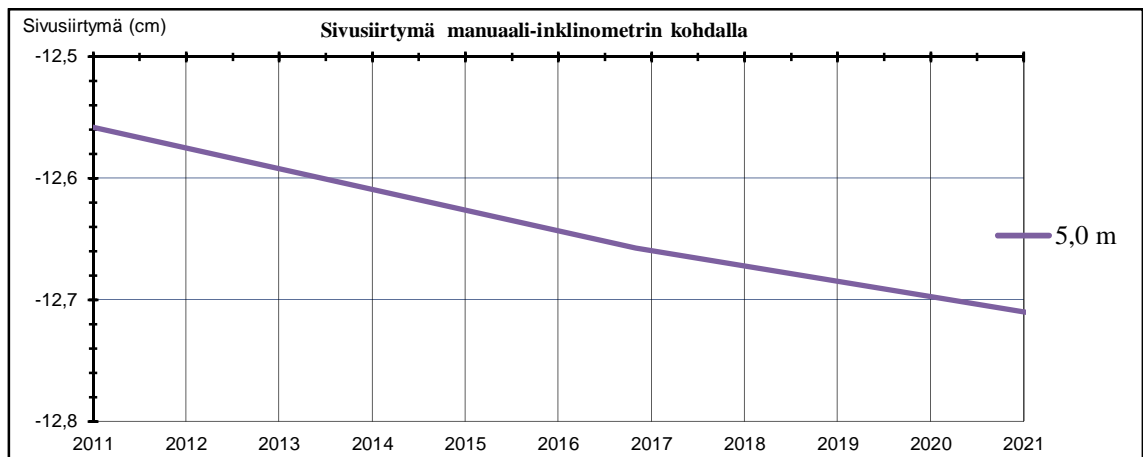
Kuvassa 54 on esitetty sivusiirtymän kehittyminen manuaali-inklinometrin kohdalla tien rakentamisesta. Sivusiirtymän kehittyminen tukee teoriaa, jonka mukaan merkittävimmät tievauriot saven liikkeistä ovat ilmenneet ennen vuotta 1995. Sivusiirtymä ajanjaksolla 2011–2021 on lähes lineaarista ajan suhteen ja yhtä suurta usealla syvyydellä. Tämä laskennallinen käyttäytymistrendi vastaa inklinometrimittauksista määritettyä käyttäytymistrendiä. Keskimääräisellä laskennallisella sivusiirtymänopeudella on arvo 0,16 mm/vuosi. Tarkasteluajanjaksolla manuaali-inklinometrillä on mitattu usealta tasolta sivusiirtymänopeudelle arvo 1,0 mm/vuosi. Saven mitattu muodonmuutosnopeus on siis noin kuusi kertaa suurempi verrattuna laskennalliseen nopeuteen. Arviota voidaan pitää kohtalaisena, sillä virumaan liittyvän muodonmuutosnopeuden määrittäminen on hankalaa perinteisillä odometrikokeilla (24 h). Lisäksi deviatorisessa muodonmuutoksessa tapahtuvan viruman mallintaminen on hankalaa.

Tämän laskelman mukaan painuma ja sivusiirtymä yhdessä ovat riittämättömiä aikaansaamaan havaittua kaidejohteen notkahdusta, mikäli ylipengerryksellä on kestänyt 365 päivää. Notkahdus voi esimerkiksi olla aiheutunut jyrkän luiskan heikosta vakavuudesta, eroosiosta tai ajoneuvon kolhaisusta. Painuma ja pituushalkeilu pohjoisen ajoradan kaistojen välillä tulkittiin jokseenkin mahdolliseksi tämän analyysin perusteella.





Kuva 53. Laskennallinen sivusiirtymän ja ajan välinen riippuvuus manuaali-inklinometrin kohdalla.



Kuva 54. Laskennallinen sivusiirtymän arvo on 1,6 millimetriä manuaali-inklinometrin kohdalla 10 vuoden tarkastelujaksolla.

## 7.3 Ympäristön liikkeet pengerryksestä (Soft Soil Creep)

### 7.3.1 Lähtötiedot

Toinen laskelma on siirtymäanalyysi ensimmäisestä laskelmasta poikkeavalla savimallilla (Soft Soil Creep). Tavoitteena oli määrittää sivusiirtymille jokseenkin luotettava arvoväli tämän ja edellisen laskelman avulla. Geometria ja lähtötiedot ovat samat verrattuna ensimmäiseen laskelmaan lukuun ottamatta savimallin poikkeavia parametreja, jotka on esitetty taulukossa 8. Nämä parametrit korvaavat taulukon 4 parametrit. Rakenteelliselle savelle on määritetty keskimääräinen kokoonpuristuvuusindeksi ( $\lambda$ ) ödometrikokeen noin 50 kPa:n ja 100 kPa:n portaiden väliltä. Intrisiittisiä kokoonpuristuvuusindeksien arvoja ei ole käytetty, jottei aliarvioitaisi siirtymiä pahasti. Virumaindeksiksi on valittu portaiden yleisin arvo olettaen, että esikonsolidaatiojännityksen ympäristössä muodonmuutosnopeus pienenee nopeasti tähän arvoon. Alkujännitystila lasketaan painovoimakuoormituksella ja nollahuokosvedenpaineraja vastaavalla tavalla kuin edellisessä laskelmassa. Jatkovaa virtaustilaa ei käytetä, koska pohjavedenpintaa tullaan jatkossa nostamaan. Tällöin saadaan tarkka siirtymä määrätylle pohjavedenpinnan muutokselle eli kuvassa 45 esitetylle pohjavedenpinnan linearisoidun alarajan ja huokosve-

denpaineen parabolisen ylärajan välille tätä laskelmaa seuraavissa tarkasteluissa. Siirtymälaskelma jaetaan kuuteen vaiheeseen:

1. Lähtöjännitystila luodaan painovoimakuormituksella rakentamista edeltävällä geometrialla.
2. Lähtöjännitystila tasataan ja muodostetaan järkevä ylikonsolidaatioaste (vaatii avoimessa tilassa noin 15 vuoden etenemän).
3. Massanvaihto kaivetaan ja pohjaan täytetään. Tässä yhteydessä savea nousee massanvaihdon ympäristössä ja vastapenger rakennetaan lopulliselle tasolle. Lopullisessa tilanteessa massanvaihto on murtoylipenkereen korkeustasolla (etenemä konsolidaatiotilassa kaksi päivää).
4. Ylipengerrys kestää ajallisesti 365 päivää (etenemä konsolidaatiotilassa vuosi).
5. Penger nostetaan lopulliseen korkeuteensa (etenemä konsolidaatiotilassa kaksi päivää).
6. Jännitys- ja muodonmuutoskenttä lasketaan 100 vuoden kuluttua rakentamisesta (etenemä konsolidaatiotilassa 100 vuotta).

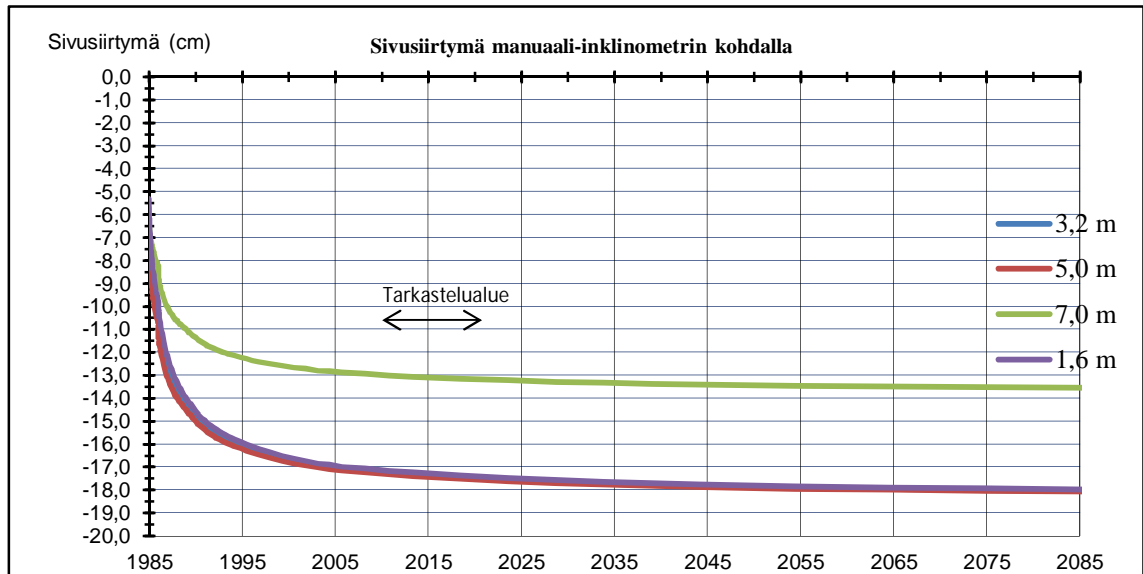
Taulukko 8. Siirtymälaskelmassa käytetyt saven parametrit (SSC).

Nro	Maakerros	$v_{ur}$ [-]	$\kappa^*$ [-]	$\lambda^*$ [-]	$\mu^*$ [-]	$c'$ [-]	$\phi'$ [-]
1	Sa (Rakenteellinen)	0,15	0,012	0,195	0,003	5,3	16,8
2	Sa	0,19	0,013	0,137	0,002	4,5	24,6

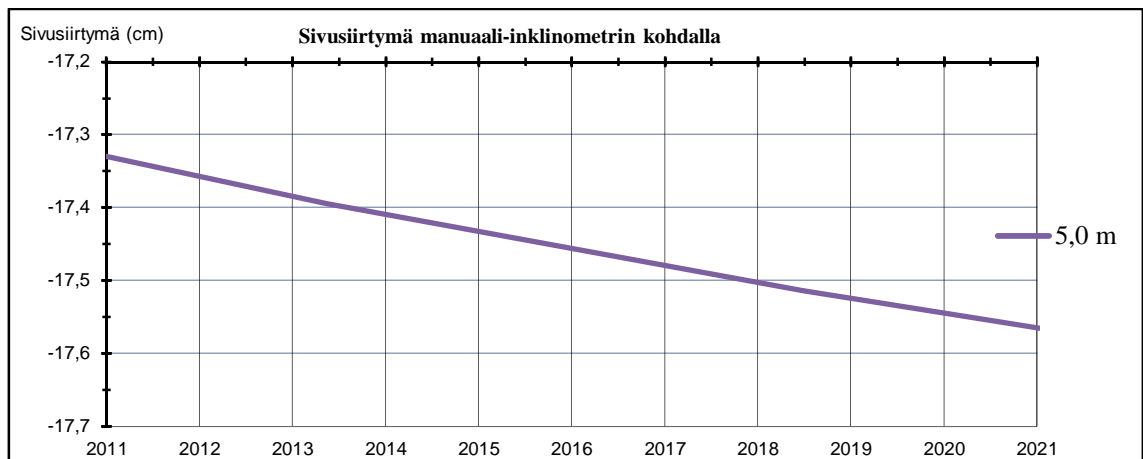
### 7.3.2 Tulokset ja tulosten tulkinta

Toisen siirtymälaskelman tuloksia on esitetty liitteessä 15 ja manuaali-inklinometrin kohdalla kuvissa 55 ja 56. Laskelmassa huokosvedenylipainetta on jäljellä massanvaihdon sivusuunnassa tukevassa savessa kohtalaisesti (30 kPa) ja massanvaihdon alle jääneessä savessa huomattavasti (45 kPa) tien rakentamisen jälkeen. Konsolidaatioaste välittömästi rakentamisen jälkeen on huomattavasti pienempi verrattuna edelliseen laskelmaan. Tien painumalle rakentamisesta sadan vuoden päähän on saatu arvo 100 mm ja sivusiirtymälle arvo 90 mm. Tien sivusiirtymälle määritettiin arvoksi jopa 150 mm, mikäli ylipengerrys on kestänyt puoli vuotta. Suurin osa siirtymistä esiintyy ennen vuotta 2000. Sivusiirtymä ja painuma keskittyy pohjoisen ajoradan luiskan puoleiselle kaistalle. Tästä laskelmasta määritetyt painumat ja sivusiirtymät tiellä ovat huomattavasti suuremmat verrattuna ensimmäisestä laskelmasta saatuihin arvoihin. Tässäkin laskennassa pohjoisen ajoradan kaistojen välille muodostuu epätasainen painuma.

Laskelmasta määritetyt pohjoisen ajoradan siirtymät voisivat olla syynä pengerkaiteen notkahdukseen. Laskennallinen sivusiirtymänopeus manuaali-inklinometrin kohdalla vastaa lähes ensimmäisestä laskelmasta saatua arvoa. Tälle nopeudelle on saatu arvoksi 0,20 mm/vuosi usealla syvyydellä (kuvat 55 ja 56). Sivusiirtymänopeus on tässä noin viisi kertaa pienempi verrattuna manuaali-inklinometrillä mitattuun nopeuteen. Siirtymä on kuitenkin luonteeltaan samanlaista kuin manuaali-inklinometrillä mitattu siirtymä eli lähes lineaarista ajan suhteen. Pitkällä aikavälillä siirtymänopeus kuitenkin hidastuu laskennallisesti (kuva 56). Automaatti-inklinometrin kohdalla laskennallinen sivusiirtymä on hyvin samankaltaista verrattuna tässä tarkasteltuun kohtaan, jonka johdosta laskennallista vertailua ei nähty tarpeelliseksi (Automaatti-inklinometrillä saadaan hyvin korreloivia mittaustuloksia myös manuaali-inklinometrin mittaustulosten kanssa toisena mittausvuonna).



Kuva 55. Laskennallisen sivusiirtymän ja ajan välinen riippuvuus manuaali-inklinometrin kohdalla.



Kuva 56. Laskennallinen sivusiirtymän arvo on 2,0 millimetriä manuaali-inklinometrin kohdalla 10 vuoden tarkastelujaksolla.

Molemmissa siirtymälaskelmissa (toisistaan poikkeavilla kimmoviskoplastisilla malleilla) konsolidaatio näyttäisi päättyneen nykytilassa. Laskennallinen huokosvedenylipaineen arvo oli molemmissa edellä tarkastelluissa laskelmissa alle 1 kPa nykyisessä tilassa. Molemmilla malleilla päädyttiin lähes samaan sivusiirtymänopeuteen (0,2 mm/vuosi) manuaali-inklinometrin kohdalla. Huomattavasti laskennallista suurempaan mitattuun sivusiirtymänopeuteen tuskin on syynä saven hitaampi konsolidaatio. Tämä on kuitenkin mahdollista, mikäli saven alle on jäänyt rakenteellista savea. Lisäksi huokosvedenylipaineetonta nykytilaa tukivat tulokset huokospainemittauksista, joiden mukaan merkittävää huokosvedenylipainetta massanvaihdon painosta ei pitäisi olla enää jäljellä massanvaihtoa ympäröivässä savessa. Lineaarisesta siirtymän kehittymisestä ja pienestä keskimääräisestä maanpaineiden mobilisaatioasteesta voidaan päätellä, ettei sortumaa muodostu.

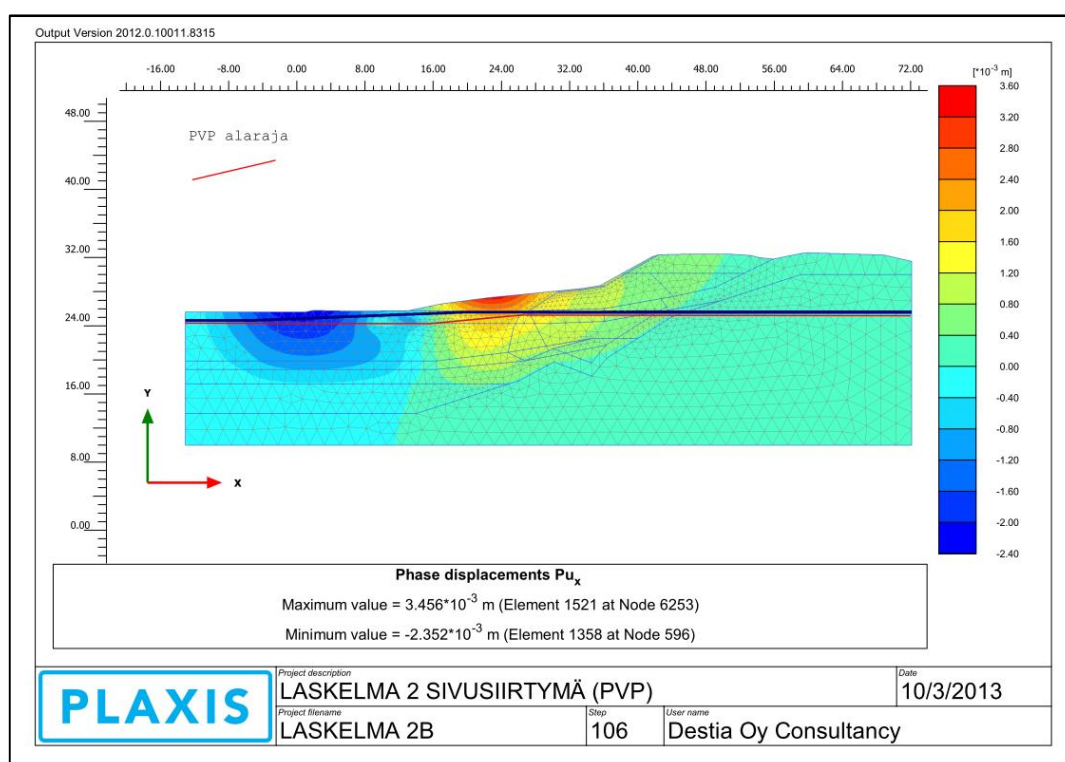
#### 7.4 Ympäristön liikkeet lumien sulamisvesien virtaamasta

Sulamisvesien virtaamat kyllästävät vastapengertä ja indusoivat huokosvedenpainetta tämän alapuolelle kyllästyneeseen saveen, jolloin savi pyrkii laajenemaan. Sulamisvesien määrän arvioiminen osoittautui hankalaksi ja siten mallintaminen tarkoitukseen nähden hankalaksi. Tämän johdosta tässä työssä määritettiin vain sulamisvesistä aiheutuvan

sivusiirtymän yläraja-arvo. Yläraja-arvon määrittäminen tapahtui asettamalla hydrostaattinen vedenpinta kuvassa 45 esitetystä pohjavedenpinnan alarajasta paraboliselle ylärajalle, jolle vesi luiskassa nousisi hydrostaattisesti tämän ollessa erittäin karkearakeista. Vedenpinta kohoaa tässä siis osittain vastapenkereeseen ja pylvään ympäristössä puolestaan lähes maanpinnalle. Maan tilavuuspainon kasvua maan kyllästyessä ei huomioitu, koska tavoitellaan ylärajaa.

Laskennan lähtötila johdettiin Soft Soil Creep -mallilla tehdystä siirtymäanalyysestä. Tässä analyysissä laskentavaiheita muokattiin siten, että vaiheessa 6 aikaetenemä oli vain 30 vuotta. Tämän jälkeen tässä noin vuoteen 2013 edenneessä tarkastelussa tehtiin pohjavedenpinnan nosto. Avoimessa tilassa vastapenkereen alapuolelle kyllästyneeseen saveen indusoitui staattista huokosvedenpainetta noin 10 kPa, joka siis vastaa suurinta eroa asetettujen pohjavedenpintojen välillä. Analyysin tuloksena määritetyt sivusiirtymät pohjavedenpinnan muutoksesta on esitetty kuvassa 57. Kuvasta havaitaan sivusiirtymän keskittyvän automaatti-inklinometrin ja pylväsperustuksen kohdalle. Suurimman sivusiirtymän arvoksi pohjavedenpinnan muutoksesta määritettiin 2 millimetriä. Tämä siirtymä esiintyy automaatti-inklinometrin kohdalla ja lähellä maanpintaa. Manuaali-inklinometrin kohdalla suurin siirtymä on noin millimetri.

Manuaali-inklinometrissa on havaittu vastaavia palautuvia sivusiirtymiä keväällä maanpinnan läheisyydessä. Tämä siirtymä on teoreettisesti mahdollinen sulamisvesistä edellä kuvatun tarkastelun perusteella. Todennäköisesti sulamisvesistä aiheutuvan siirtymän mekanismi on kuitenkin huomattavasti monimutkaisempi verrattuna tässä esitettyyn ratkaisuun.



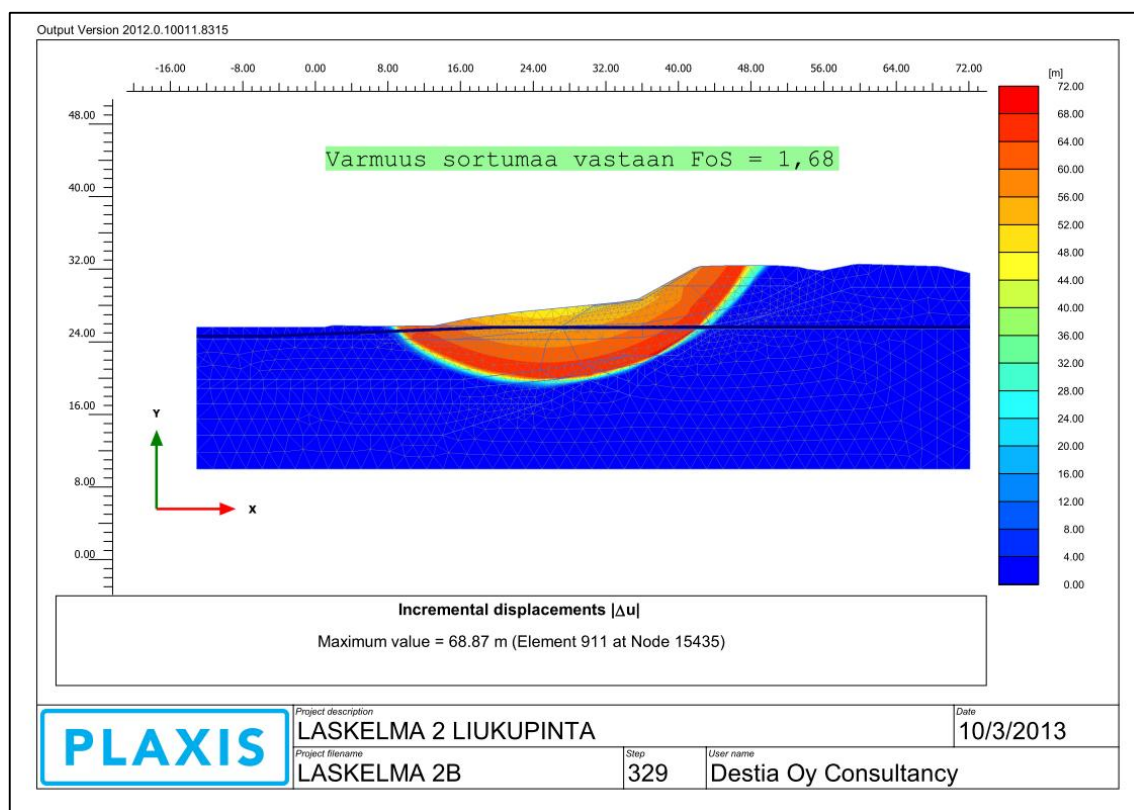
Kuva 57. Sivusiirtymä laskettuna pohjavedenpinnan muutoksesta paalulla 19195.

## 7.5 Vakavuustarkastelut

Vakavuustarkasteluja tehtiin yksi kappale elementtimenetelmällä ja toinen liukupinta-menetelmällä. Elementtimenetelmällä maan mekaanista käyttäytymistä kuvattiin maan tehokkailla lujuusominaisuuksilla. Rakenteellisen ja rakennettoman saven lujuusominais-

suudet määritettiin suljetuista kolmiakσιαalikokeista. Siltin lujuusominaisuuksia mallinnettiin rakennettoman saven lujuusominaisuuksilla lisävarmuuden muodostamiseksi, sillä siltin ja rakennettoman saven välistä rajaa ei voitu arvioida riittävällä tarkkuudella.

Vakavuustarkastelu sisällytettiin siirtymäanalyyysiin, jossa tarkasteltiin siirtymiä sulamisvesien virtaamista. Luiskaa oli vahvistettu luiskatäytöllä, jotta mobilisoituisi varsinainen merkittävä sortuma eikä jyrkästä luiskasta johtuva sortuma. Elementtimenetelmässä ei mallinnettu liikennekuormaa, sillä tämän tulkittiin vaikuttaneen koko tarkastelujakson ajan ja siten lujittaneen pohjamaata. Elementtimenetelmällä ilman liikennekuormaa saatiin varmuuskertoimelle arvo  $FoS = 1,68$  (kuva 58) ja maanpaineiden mobilisaatiolle pieni arvo (liite 15). Liukupinta muodostui penkereen, massanvaihdon alle jääneen hienorakeisen maa-aineksen ja massanvaihdon sivusuunnassa tukevan saven kautta. Liukupinta sivusi pohjasilttiä hyvin lähellä massanvaihdon reunoja.

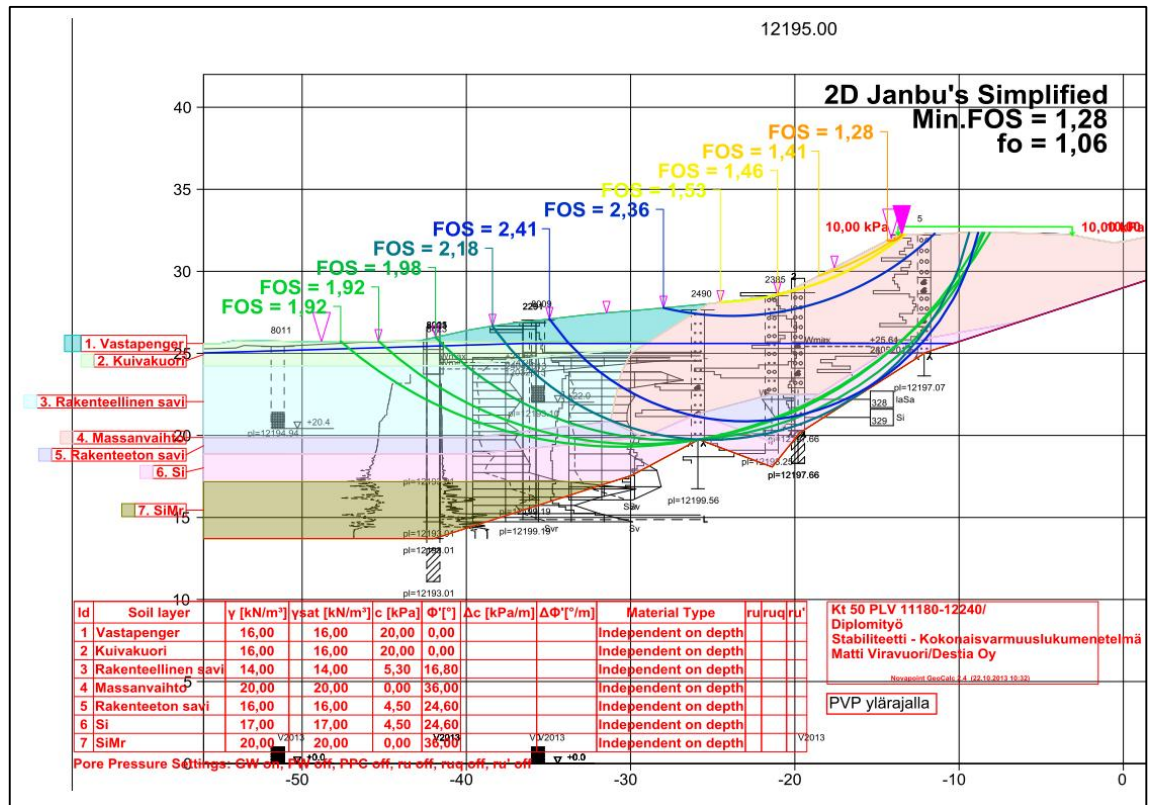


Kuva 58. Vakavuustarkastelu PLAXIS 2D-elementtiöjelmällä.

Tiepenkereen vakavuutta tarkasteltiin myös vaakavoimat toteuttavalla liukupintamenetelmällä. Laskennassa käytettiin Jambun yksinkertaista menetelmää johtuen tapauksen geometriasta (Henelund 1974). Laskentaohjelmaksi käytettiin Novapointin GeoCalc-ohjelmaa, jossa tarkasteltiin varmuutta avoimen tilan murtoa vastaan. Maan lujuusparametrit ja geometria ovat vastaavat kuin elementtimenetelmässä tehdyssä laskelmassa lukuun ottamatta kuivakuorta ja luiskatäyttöä. Luiskatäyttö on korvattu massanvaihdotäytöllä ja avoimessa tilassa kuivakuoren on oletettu kestävän tälle tyypillisen määrän leikkausjännitystä (20 kPa). Kuivan koheesiomaan leikkauskestävyyden mallintamiselle kitkalla ei nähty perusteita avoimessa tilassa lamellimenetelmässä. Edellä kuvattu vakavuustarkastelu tehtiin kokonaisvarmuuslukumenetelmällä ja liikennekuorman arvolla 10 kPa yleisen varmuustason muodostamiseksi.



Liukupintatarkastelulla liikennekuorman kanssa saatiin varsinaiselle tiepenkereen sortumalle kokonaisvarmuutta kuvaava arvo  $FoS = 1,92$  ja luiskan sortumalle arvo  $FoS = 1,28$  (kuva 59). Suuresta varmuudesta johtuen murtorajatilan ja käyttörajatilan tarkasteluun ei nähty tarvetta. Varsinaisen sortuma mobilisoitui vastaavalla tavalla kuin elementtimenetelmällä tehdyssä vakavuustarkastelussa. Liukupinta mobilisoitui muun muassa luiskan alle jääneen saven ja siltin kautta, joita molempia mallinnettiin rakennetoman saven lujuusominaisuuksilla.



Kuva 59. Vakavuustarkastelu Geocalc-ohjelmalla.

Tässä tarkasteltujen molempien vakavuuslaskelmien perusteella tiepenger on stabiili, vaikka massanvaihdon alle olisi jäänyt huomattaviaakin kokoonpuristuvia kerroksia. Elementtimenetelmässä avoimen tilan parametreilla kenttään mobilisoituva suljettu leikkauslujuusprofiili vastaa hyvin kartiokokeessa ja siipikairalla mitattua leikkauslujuutta (liitteet 9, 11 ja 15). Laskelman luotettavuus on erittäin suuri, vaikka analyysiä ei tehty destruktuurin huomioivalla mallilla. Avoimen tilan parametreissa on kuitenkin huomioitu epäsuorasti destruktuuratiota riittävällä tarkkuudella. Tämä perustuu suljettujen kolmiaksiaalikeiden konsolidaatiovaiheessa ja leikkausvaiheessa tapahtuneeseen destruktuuraatioon. Koska liukupintamenetelmässä käytetään periaatteessa samoja parametreja, voidaan tämän luotettavuus todeta myös suureeksi. Lisäksi tarkasteluissa ei otettu päätyvastuksia huomioon, jolloin tarkastelun voidaan katsoa huomioivan tilanteen, jossa massanvaihdon alle olisi jäänyt paikoitellen rakenteellista savea.

## 8 Johtopäätökset

Pohjamaan pieniä muodonmuutoksia arvioitaessa luotettavaan ja tarkkaan tulokseen päätyminen on erittäin hankalaa. Mitattaessa ja määritettäessä pieniä siirtymiä laskennallisesti suuri painoarvo on näiden sijoittumisessa ympäristössä ja siirtymien kehitymisellä. Luotettava havainnointi puolestaan vaatii erittäin pitkän tarkastelujakson, jotta mittausmenetelmän ja mittalaitteiden häiriöt pystytään rajamaan mittaustuloksista pois. Tässä tehtyjen havaintojen, mittausten ja tarkastelujen perusteella voidaan kuitenkin todeta seuraavaa.

Massanvaihto on siirtynyt ja siirtyy yhä hitaasti Petikon pehmeikölle. Massanvaihdon varhaiset siirtymät tulkittiin seuraukseksi rakentamisen yhteydessä luiskaan massanvaihdon alle jääneiden savikerrosten sekä massanvaihtoa sivusuunnassa tukevan saven kokoonpuristumisesta. Laskelmien ja havaintojen mukaan saven kokoonpuristuminen on aiheuttanut tien rakentamisen jälkeen painuman pohjoisen ajoradan luiskan puoleiselle kaistalle. Lisäksi tälle kaistalle on muodostunut painuman suuruinen sivusiirtymä. Laskennallisesti pohjoisen ajoradan toiselle kaistalle ei mobilisoitunut siirtymiä. Tien päällystämistä nykyhetkeen määritettiin painuman ja sivusiirtymän vaihtelevan välillä 30–100 mm. Mikäli luiskan alle on jäänyt paikoittain rakenteellista savea tai ylipenger-rysaika on ollut liian lyhyt, on siirtymä moninkertainen. Liian lyhyt ylipengerrysaika on todennäköisesti aiheuttanut painumahalkeaman. Tie on rakennettu, kun massanvaihtoa tukevassa savessa ja massanvaihdon alla savessa on merkittävästi huokosvedenylipainetta ylipengerryksestä ja siten kapasiteettia suurille muodonmuutoksille. Huokosvedenylipaine purkautuu kuitenkin päällystämistä laskennallisesti nopeasti. Tämä on seuraus saven kohtalaisesta vedenläpäisevyydestä ja sijainnista; savi on hyvin vettä läpäisevien reunojen ympäröimänä. Tämä tukee edelleen teoriaa, jonka mukaan suurin osa tien painumasta ja sivusiirtymästä on muodostunut ennen vuotta 2000. Lisäksi savessa ei ole mitattavaa määrää huokosvedenylipainetta nykytilanteessa arviointien perusteella. Mittauksista tulkittu huokosvedenylipaine savessa on myös merkityksettömän pieni.

Aktiivisen seurannan aikana ilmenneen päällysteen mutkittitelevan pituushalkeilun on aiheuttanut todennäköisesti saven viruma. Pohjan siirtymälle on muodostanut saven konsolidaatiosta aiheutuneet massanvaihdon painumat ja sivusiirtymät. Konsolidaatio on kuitenkin nykyisessä tilanteessa laskelmien ja mittaushavaintojen mukaan päättynyt. Luiskaan massanvaihdon alle jäänyt hitaasti viruva savikerros ja massanvaihtoa sivusuunnassa tukeva viruva pehmeikko saavat aikaan laskennallisesti pohjoisen ajoradan kaistojen väliin hitaasti kasvavan epätasaisen painuman ja sivusiirtymän. Virumasta aiheutuvalle sivusiirtymänopeudelle manuaali-inklinometrin kohdalla laskettiin arvo 0,2 mm/vuosi seuraavan 10 vuoden ajanjaksolla. Tämä arvo on pienempi verrattuna mitattuun sivusiirtymänopeuden arvoon 1,0 mm/vuosi.

Sivusiirtymämittaustulosten perusteella sulamisvesistä aiheutuvista huokosvedenpainesta voi mobilisoida palautuvia siirtymiä lähellä maanpintaa. Tiekaiteen notkahdus tulkitaan saven konsolidaation ja viruman aiheuttamaksi. Lisäksi notkahdukseen voivat vaikuttaa luiskan heikko stabiliteetti ja luiskan eroosio.

Kantatien vakavuus varmistettiin saven koestuksessa määritetyillä parametreilla, joiden oikeellisuus tarkastettiin vertailulla siipikairauksista ja kartiokokeista määritettyyn suljettuun leikkauslujuusprofiiliin. Korrelaatio näiden välillä todettiin hyväksi. Vakavuuslaskelmissa on huomioitu saven destruktuuraatiota riittävällä tarkkuudella. Massanvaihto

tulkittiin uusimpien puristinheijarikairausten tulosten perusteella lähes pohjaan täyttyneeksi jo rakentamisvaiheessa. Tien vakavuudelle saatiin huomattavat varmuusluvut ( $FoS = 1,68$  ja  $FoS = 1,92$ ) ja maanpaineiden keskimääräiselle mobilisaatiolle pieni arvo. Tämän johdosta ei ole perusteltua olettaa sivusiirtymänopeuden kasvavan tai tien sortuvan saven mekaanisesta käyttäytymisestä johtuen. Edellä mainittu tulkinta on pätevä, vaikka massanvaihdon alle olisi jäänyt merkittäviä painuvia kerroksia. Tarvetta tienkereen korjaustoimenpiteille ei tässä vaiheessa nähdä.

Manuaali-inklinometrimittausta suositellaan jatkettavaksi, vaikka siirtymiä aiheuttavat ilmiöt pystyttiin osalta todentamaan. Tämä perustuu laskennalliseen virumasta aiheutuvan sivusiirtymän arvoon. Laskettu arvo oli huomattavasti pienempi verrattuna mitattuun arvoon. Lisäksi pitkällä mittausvälillä saadaan kattava arvio massanvaihdon tilasta. Mikäli sivusiirtymä kuitenkin muuttuu ajan suhteen eksponentiaalisesti kasvavaksi alle 2,5 metrin syvyydellä, se muodostaa sortumavaaran ja aiheuttaa korjaustoimenpidetarvetta. Sortuman aiheuttaa tällöin viruman muuttuminen maapohjan murtumiseksi. Tämä tilanne nähdään kuitenkin hyvin epätodennäköiseksi tässä työssä tehtyjen tarkastelujen pohjalta. Manuaali-inklinometrimittauksia suositellaan tehtäväksi kaksi kertaa vuodessa viiden vuoden ajan. Tällöin saadaan luotettava käyttäytymistrendi sivusiirtymänopeudelle ja pystytään toimimaan tarpeeksi ajoissa, mikäli edellä kuvattu sortumariski toteutuu.



## Lähdeluettelo

- Adachi, T. & Oka, F. 1982. Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity. *Soils and Foundations*. Vol. 22:4. S. 58-70.
- Biot, M.A. 1941. General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*. Vol. 12:2. S.155-164.
- Bjerrum, L. 1967. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Géotechnique*. Vol. 17:2. S. 83-118.
- Buisman, K. 1936. Results of long duration settlement tests. *Proceedings 1<sup>st</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass.* Vol. 1: 103-107.
- Dafalias Y.F. 1986. An anisotropic critical state soil plasticity model. *Mech. Res. Commun.* Vol. 13:6. S. 341-347.
- Den Haag, E.J. 1994. Vertical compression of soils. Dissertation. Delf University of Technology. Delf, Holland. 96 s. ISBN 90-407-1062-7.
- Detournay, E. & Cheng, H.-D. 1993. Fundamentals of Poroelasticity. *Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice and Projects*. Vol. 2. Analysis and Design Method, ed. C.Fairhurst. Pergamon press. S. 113-171.
- Feng, T-W. & Lee, Y-J. 2001. Coefficient of consolidation from the linear segment of the  $t^{1/2}$  curve. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 38:1. S. 901-909.
- Galavi, V. 2010. Groudwater flow, fully coupled flow deformation and undrained analyses in PLAXIS 2D and 3D. Research department: Internal report. 283 s.
- Havel, F. 2004. Creep in soft soils. Dissertation. Norwegian University of Science and Technology, Department of Civil and Transport Engineering. Trondheim, Norway. 192 s.
- Henelund, K.V. 1974. Maarakennusmekaniikka. Otaniemi, Espoo: TKY/Otapaino. ISBN 951-671-060-3. 278 s.
- Hvorslev, M.J. 1937. Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden (København: Danmarks Naturvidenskabelige Samfund) Ingeniorvidenskabelige Skrifter A 45. English Translation (1969), Physical properties of remoulded cohesive soils (Vicksburg, Miss.: U.S Waterways Experimental Station), Vol. 69:5.
- Jaky, J. 1948. Earth pressure in soils. *Proc., 2nd Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rotterdam, The Netherlands. S. 103-107.
- Karstunen, M. 2012. Creep, Anisotropy and Destructuration. Rak-50.3149 Numerical Methods of Geotechnics. Luentomateriaali. Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulu. 77 s.
- Karstunen, M. & Koskinen, M. 2008. Plastic anisotropy of soft reconstituted clays. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 45:3. S. 314-328.

- Karstunen, M. & Yin Z.-Y. 2010. Modelling time-dependent behaviour of Murro test embankment. *Géotechnique*. Vol. 60:10. S. 735-749.
- Kielosto, S. & Stén, C-G. & Herola, E. 1997. Hämeenkylässä kartta-alueen maaperä. Espoo: Geologian tutkimuskeskus. 24 s.
- Korhonen, K-H. & Gardemeister, R. & Tammirinne, M. 1974. Geotekninen maaluokitus. Valtion teknillinen tutkimuskeskus. Otaniemi, Espoo. 20 s.
- Korhonen, K-H. & Lojander, M. 1987. Yielding of Perno clay. Proc of 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Constitutive Laws for Engineering Materials. Tuscon: Arizona. Vol. I. Elsevier, S. 1249-1255.
- Leroueil, S. & Hight, D.W. 2003. Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. In: *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils – Tan et al (eds.)*. © Swets & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 537 1.
- Leroueil, S. & Kabbaj, M. & Tavenas, F. & Bouchard, R. 1985. Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Géotechnique*. Vol. 35:2. S. 159-180.
- Lumiaho, K. 1983. Kotimaisten saven käyttömahdollisuudesta täytemateriaalina ydinjätteiden loppusijoituksessa. Geologinen tutkimuslaitos. Tiedonanto, 33 G-1.7.
- Mitchell, J.K. & Soga, K. 2005. *Fundamentals of Soil Behavior*. 3<sup>rd</sup> ed. New Jersey, United States of America: John Wiley & Sons, Inc. 577 s. ISBN 978-0-471-46302-3.
- Perzyna P. 1963. The constitutive equations for work hardening and rate sensitive plastic materials. *Proc. of Vibrational Problems, Warsaw*. Vol. 4:3. S. 281-290.
- PLAXIS 2D 2011. Scientific manual. 66 s.
- Rankka, K. & Andersson-Sköld, Y et al. 2004. Quick Clay in Sweden. Swedish Geotechnical Institute. Report NO 65. 145 s.
- Roscoe, K.H. & Burland, J.B. 1968. On the generalized stress-strain behavior of “wet” clay. *Engineering plasticity. Papers for a conference*. Cambridge, Heyman & Leckie. S. 535-609.
- Rowe, R.K & Hinchberger, S. 1998. The significance of rate effects in modelling the Sackville test embankment. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 35:3. S. 500-516.
- Saihi, F. & Leroueil, S. et al. 2002. Behaviour of the stiff and sensitive Saint-Jean-Vianney clay in intact, destructured, and remoulded conditions. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 39:3. S. 1075–1087.
- Schofield, A. & Wroth, P. 1968. *Critical State Soil Mechanics*. New York, United States of America: McGraw-Hill. 310 s. ISBN 978-0641940484.
- Skempton, A.W. 1954. The pore pressure coefficients A and B. *Geotechnique*. Vol. 4:4. S. 143-147.

Slunga, E. 1996. Häiriintymättömien maanäytteiden otto. Tien pohja- ja päällysrakenteiden tutkimusohjelma (TPPT). Tielaitoksen selvityksiä 32/1996. Helsinki: Geokeskus. 13 s. ISBN 951-726-234-5.

Suklje, L. 1969. Rheological Aspects of Soil Mechanics. London, Great Britain: John Wiley & Sons Ltd. 571 s.

Suomen geoteknillinen yhdistys. 1985. GLO-85 Geotekniset laboratorio-ohjeet, 1.luokituskokeet. Suomen geoteknillinen yhdistys ry. Rakentajain kustannus, Helsinki. 107 s.

Suomen rakennusinsinöörien liitto. 1985. RIL 157-1 Geomekaniikka 1. Helsinki, Suomi. 423 s. ISBN 951-758-086-X.

Suomen standardisoimisliitto SFS. 2007. Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan laboratoriokokeet. Osa 6: Kartiokoe ja sen soveltaminen Suomessa. CEN ISO/TS 17892-6: fi. Helsinki, Suomi: Suomen standardisoimisliitto.

Terzaghi, K. & Peck, R.B & Mesri, G. 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice. 3<sup>rd</sup>. ed. New York, USA: John Wiley & Sons, inc. 549 s. ISBN 0-471-08658-4.

Vermeer, P.A & Neher H.P. 1999. A soft soil model that accounts for creep. Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS International. Balkema, Rotterdam. ISBN 90 5809 040 X.

Wang, H.F. 2000. Theory of Linear Poroelasticity with Applications to Geomechanics and Hydrology. Princeton University Press: New Jersey, USA. 287 s. ISBN 0-691-03746-9.

Wheeler, S.J & Cudny, M et al. 2003. Some developments in constitutive modelling of soft clays. Teoksessa: International Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice. VGE.

Wood, D.M. 1990. Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics. New York, United States of America: Cambridge university press. 462 s. ISBN 0-521-33249-4.

Wood, D.M. 2004. Geotechnical Modelling. New York, United States of America: Spon Press. 488 s. ISBN 0-415-34304-6.

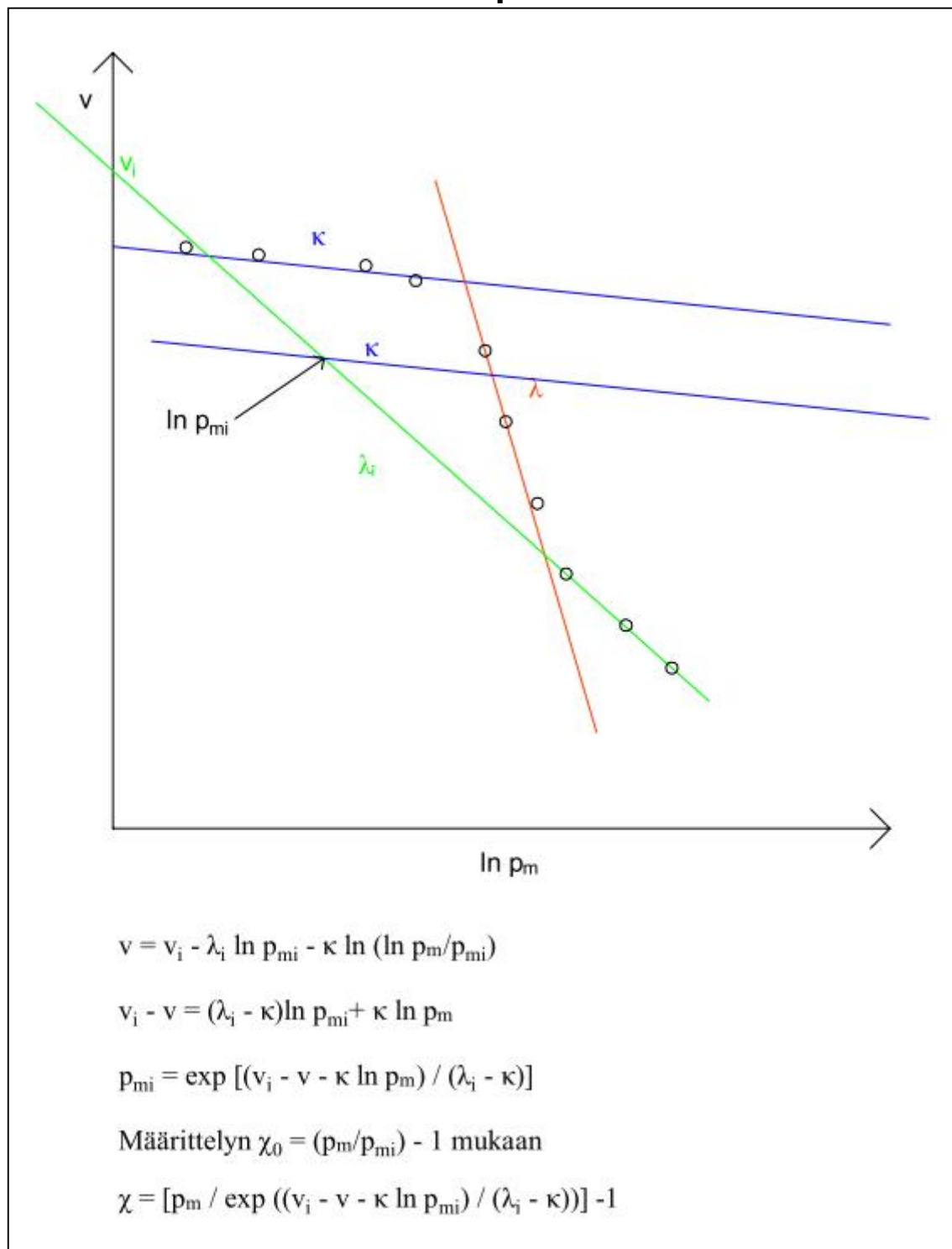
Yin, Z.-Y. & Karstunen, M. et al. 2011. Influence of features of natural soft clay on behaviour of embankment. J. Cent. South Univ. Technol. Vol. 18. S. 1667-1676.

Yin, Z.-Y. & Wang, J. 2012. A one-dimensional strain-rate based model for soft structured clays. Science China Technological Sciences. Vol. 55:1. S. 90-100.

## Liiteluettelo

- Liite 1. Rakenne kimmoviskoplastisissa malleissa. 1 sivu.
- Liite 2. Tutkimuskohde. 2 sivua.
- Liite 3. Pohjoisen ajoradan perustaminen massanvaihdon (PL 12160–12220). 1 sivu.
- Liite 4. Painumahalkeama. 1 sivu.
- Liite 5. Lustosavea. 1 sivu.
- Liite 6. Inklinometrien sijainti. 1 sivu.
- Liite 7. Manuaali-inklinometrimittaukset. 1 sivu.
- Liite 8. Pohjatutkimusohjelma. 1 sivu.
- Liite 9. Poikkileikkaukset (PLV 12160–12220). 3 sivua.
- Liite 10. Huokospainemittaukset. 1 sivu.
- Liite 11. Luokitusokokeiden tulokset. 4 sivua.
- Liite 12. Ödometrikokeiden tulokset. 4 sivua
- Liite 13. Kolmiaksiaalikokeiden tulokset. 7 sivua
- Liite 14. Myötöpinnat (EVP-SCLAY1S). 2 sivua
- Liite 15. Elementtimenetelmällä tehtyjen laskelmien tuloksia. 5 sivua

## Liite 1. Rakenne kimmoviskoplastisissa malleissa



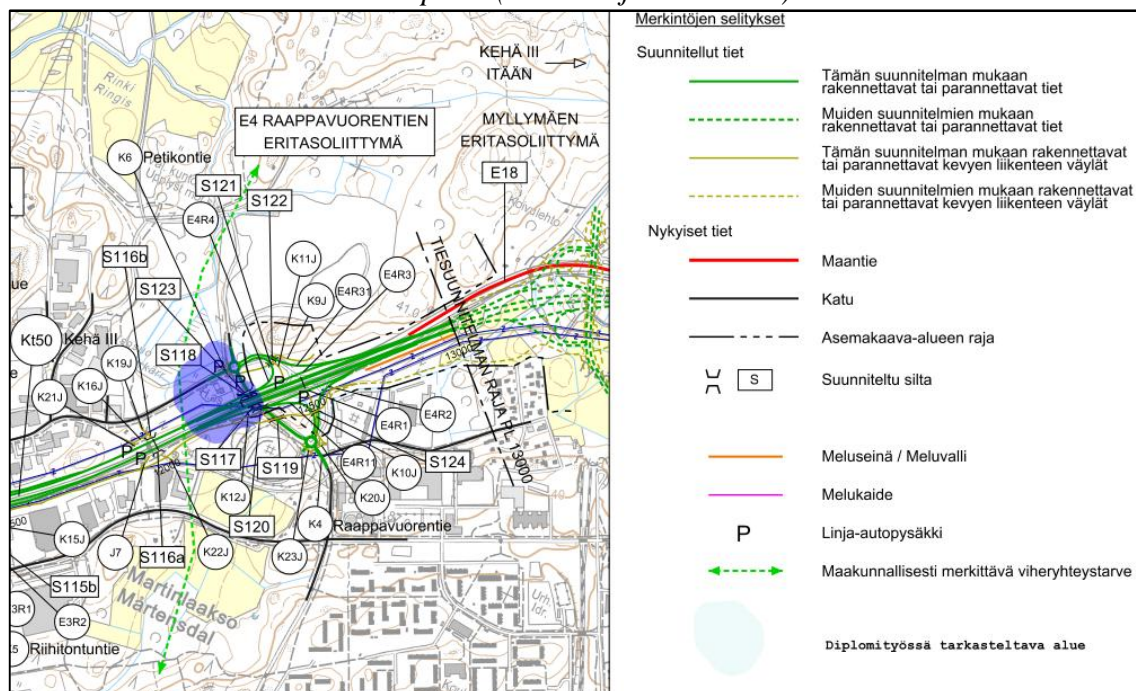
Kuva L1.1. Rakenteen johto kimmoviskoplastisissa malleissa.



## Liite 2. Tutkimuskohde



Kuva L2.1. Tutkimusalueen maaperä. (Kielasto ja Stén 1997).



Kuva L2.2. Tutkimusalueen infrarakenteet ja ympäristöön suunnitellut toimenpiteet.



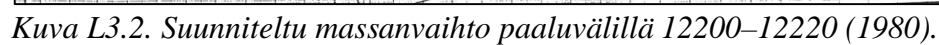


*Kuva L2.3. Tutkimusalue ja tämän ympäristö.*



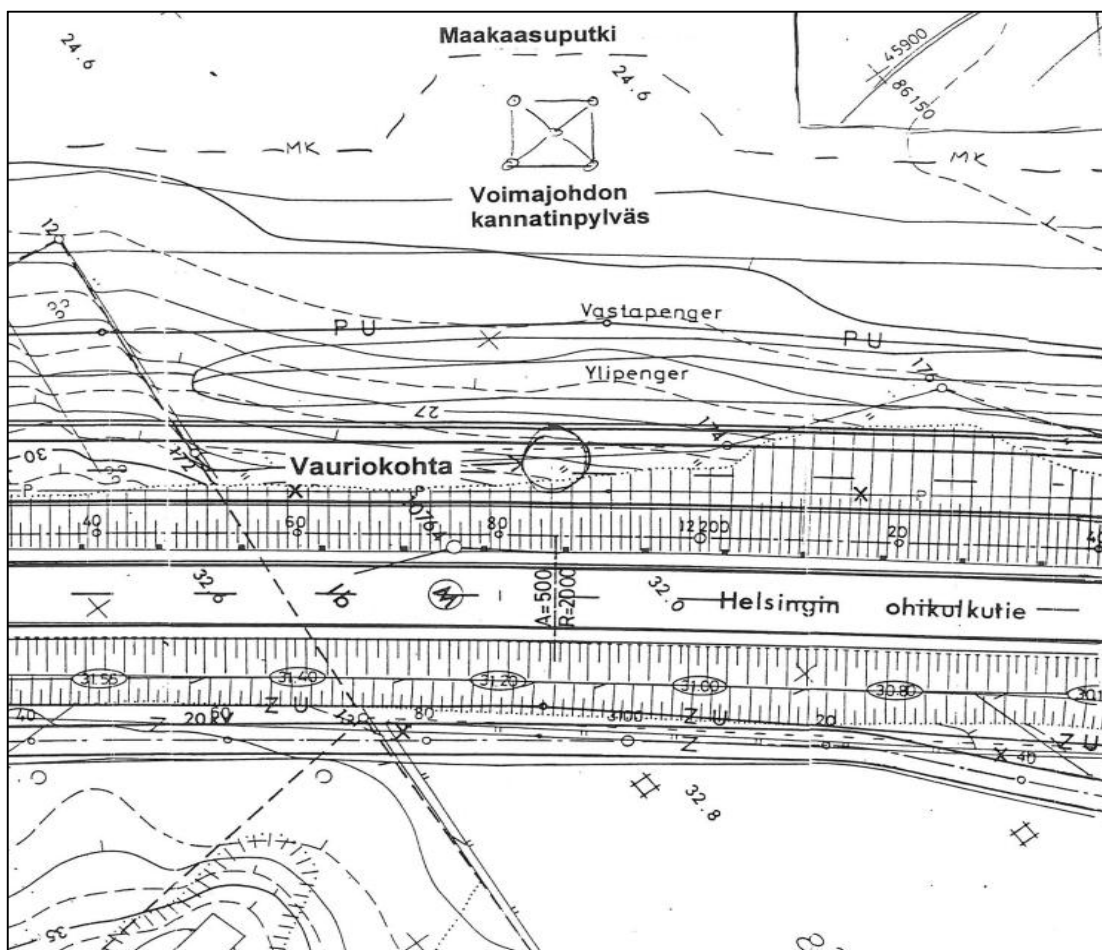
*Kuva L2.4. Tutkimusalueella havaittu tien pituushalkeama.*



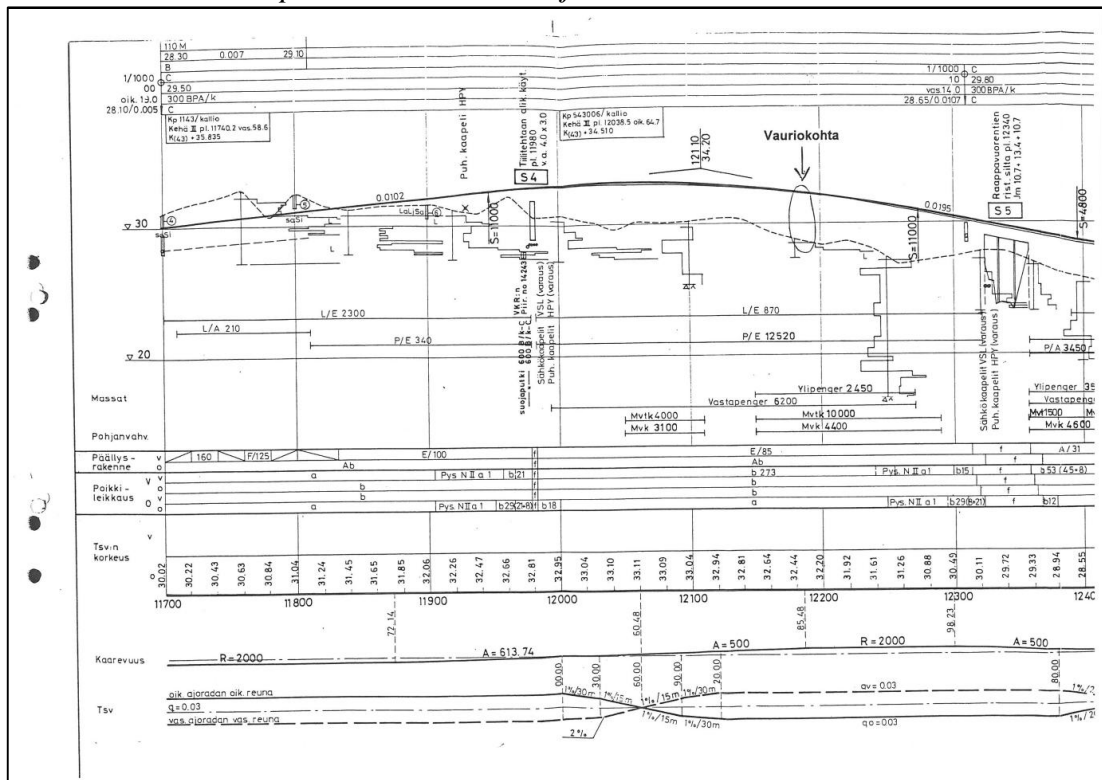




## Liite 4. Painumahalkeama



Kuva L4.1. Havaitun painumahalkeaman sijoittuminen tutkimusalueella.

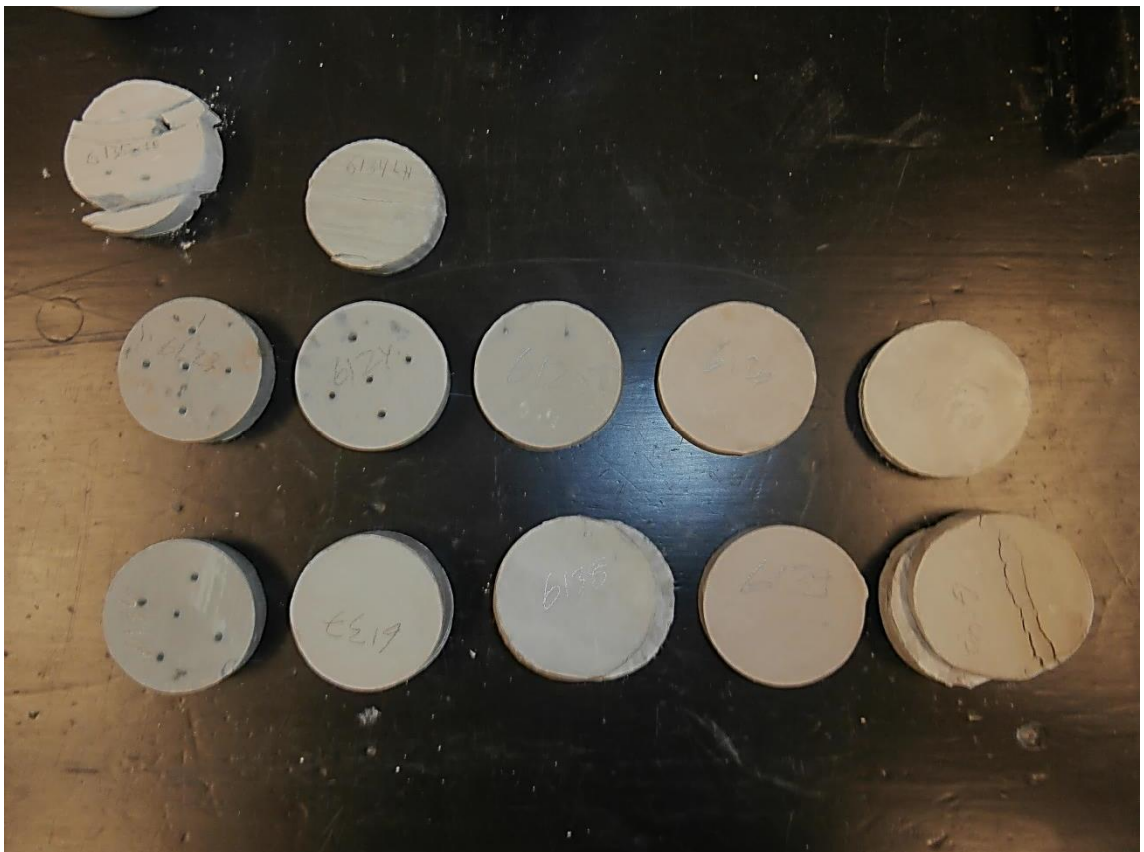


Kuva L4.2. Havaitun painumahalkeaman sijoittuminen tutkimusalueen ympäristössä.

## Liite 5. Lustosavea.

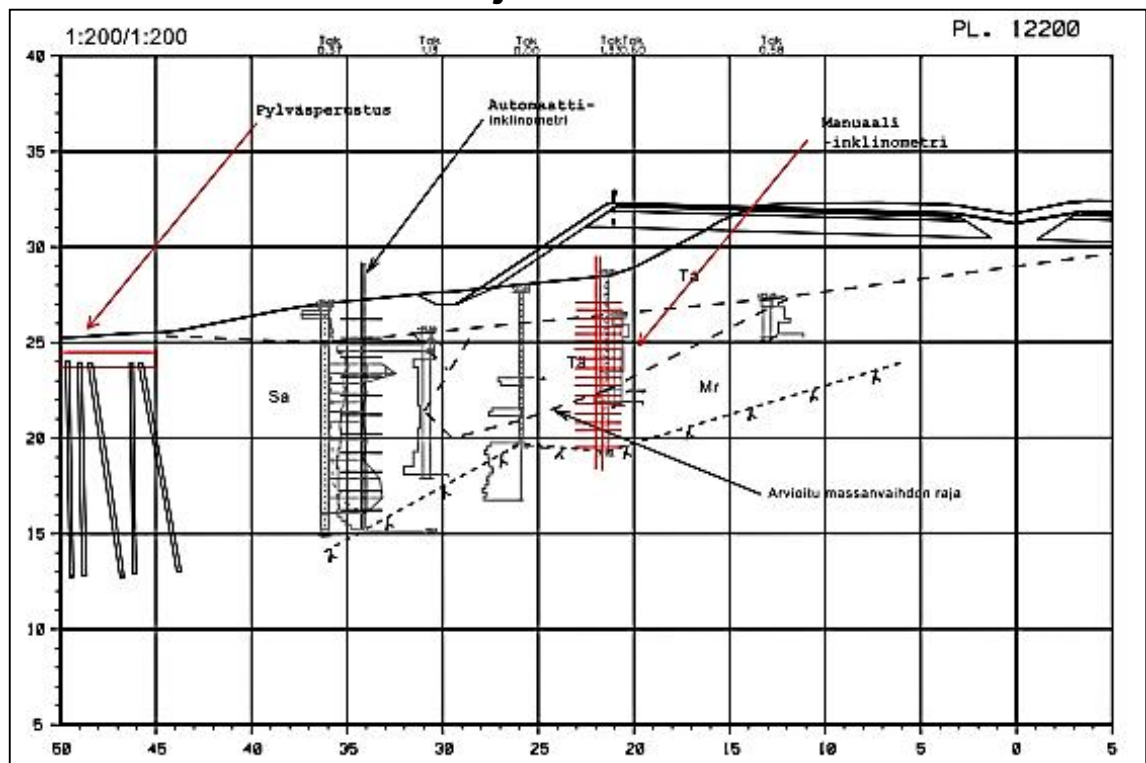


*Kuva L5.1. Lustosaven halkeilua.*

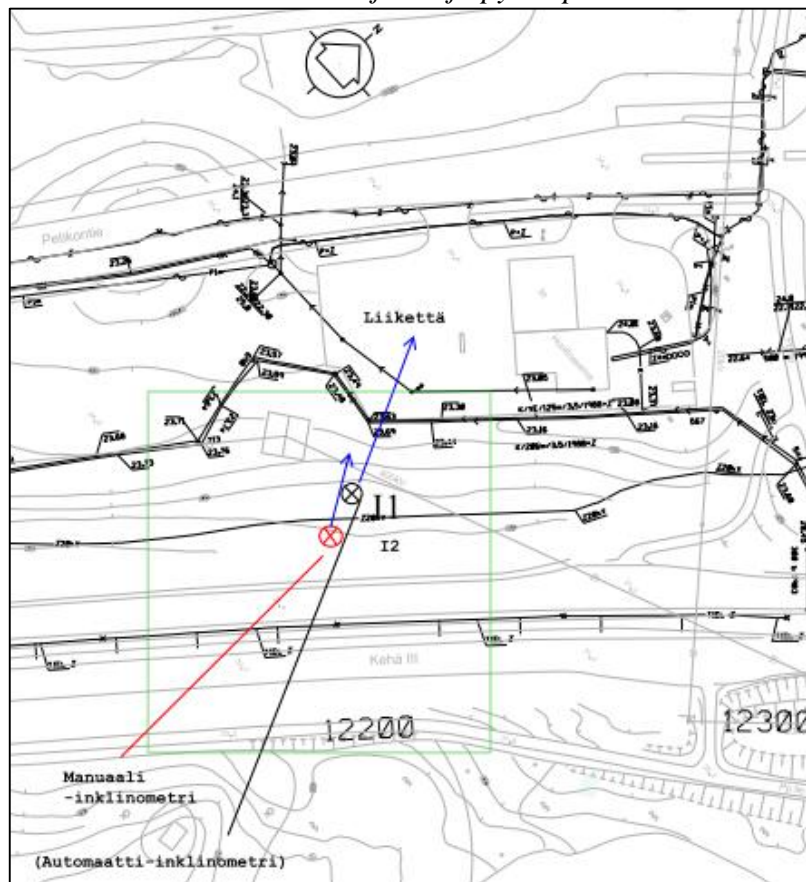


*Kuva L5.2. Lustosaven mustia sulfipilkkuja*

## Liite 6. Inklinometrien sijainti

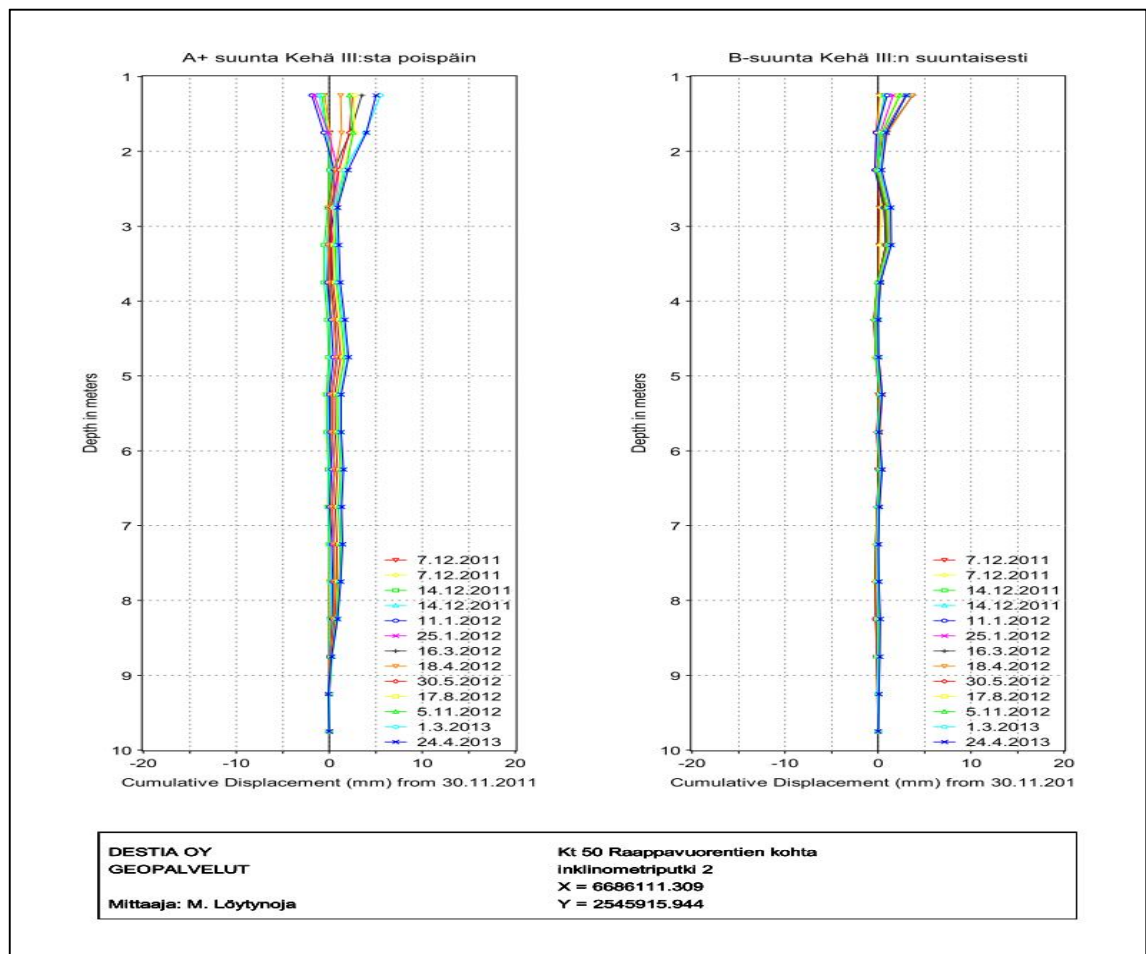


Kuva L6.1. Inklinometrien sijainti ja pylväsperustuksen asema leikkauksessa.

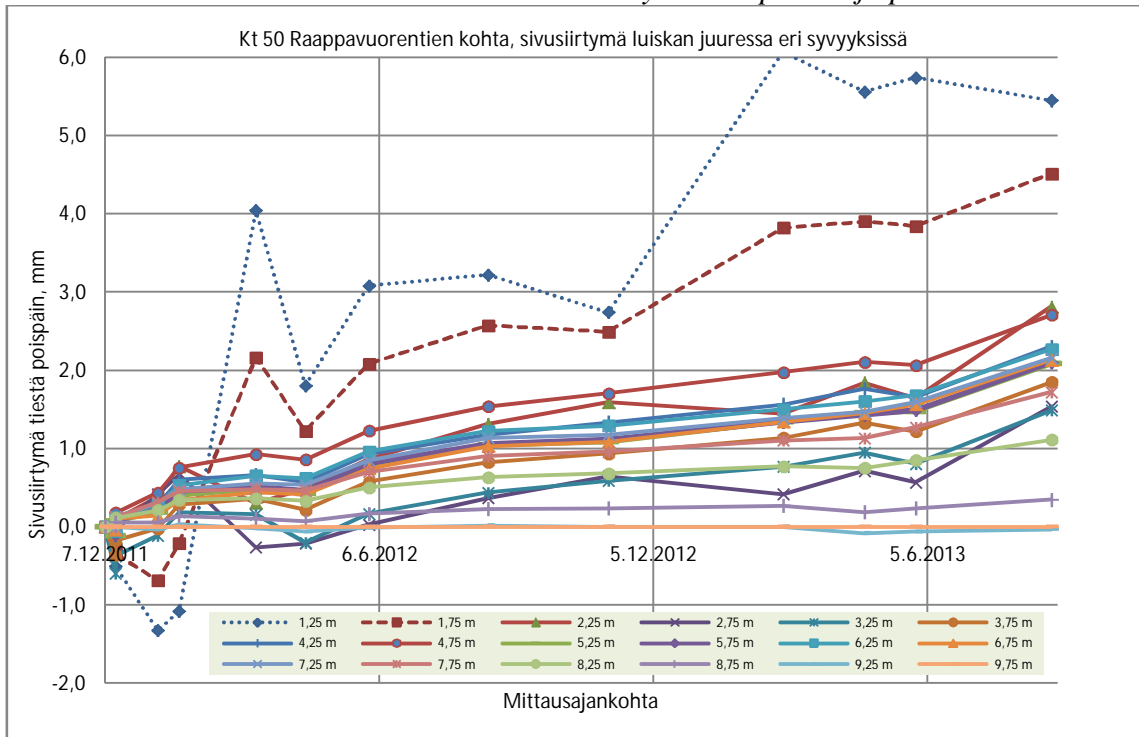


Kuva L6.2. Inklinometreista havaittu siirtymän suunta.

## Liite 7. Manuaali-inklinometrimittaukset



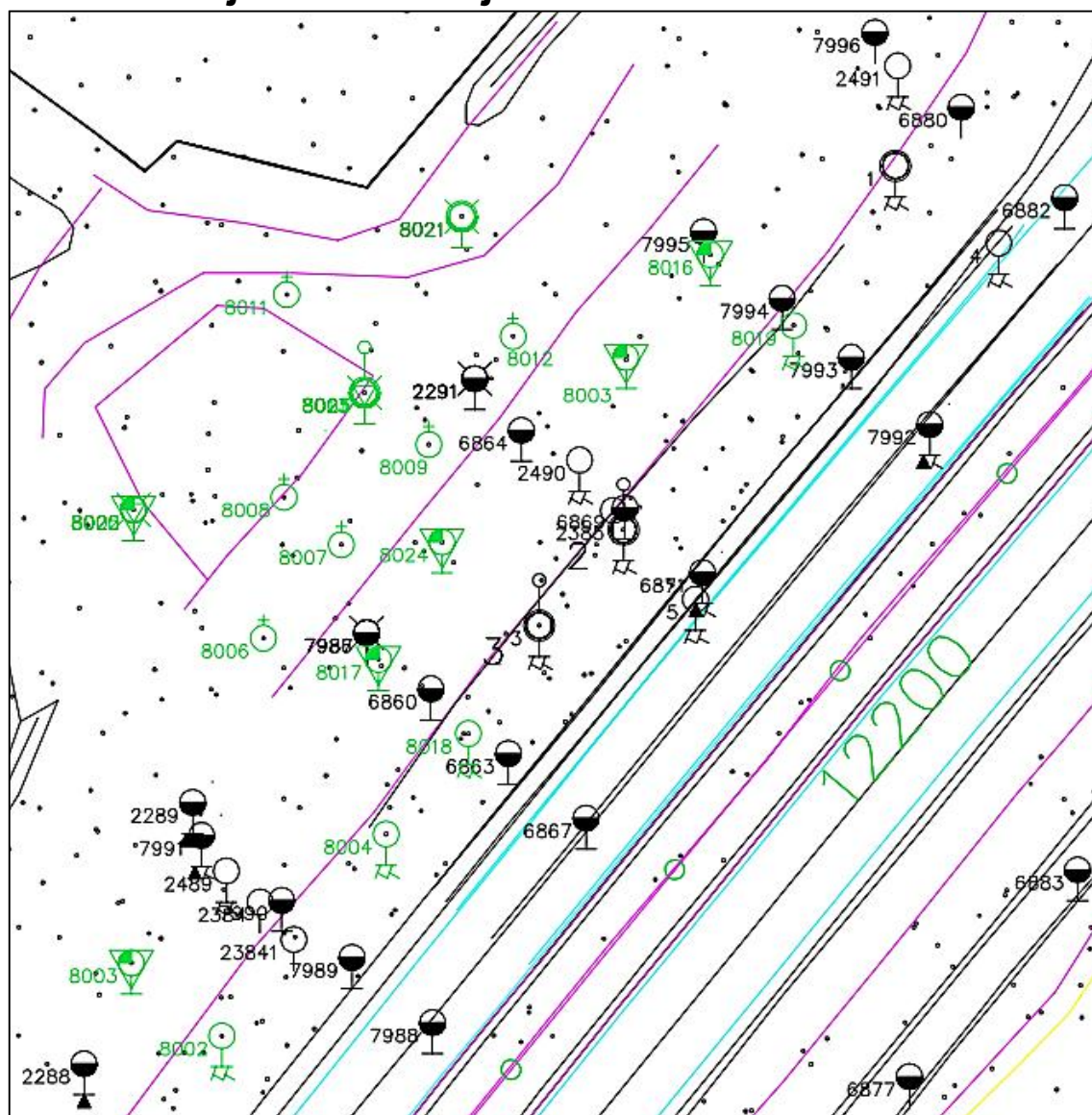
Kuva L7.1. Manuaali-inklinometrillä mitattu siirtymä tien poikki- ja pituussuunnassa.



Kuva L7.2. Manuaali-inklinometrillä mitattu siirtymän kehittyminen.

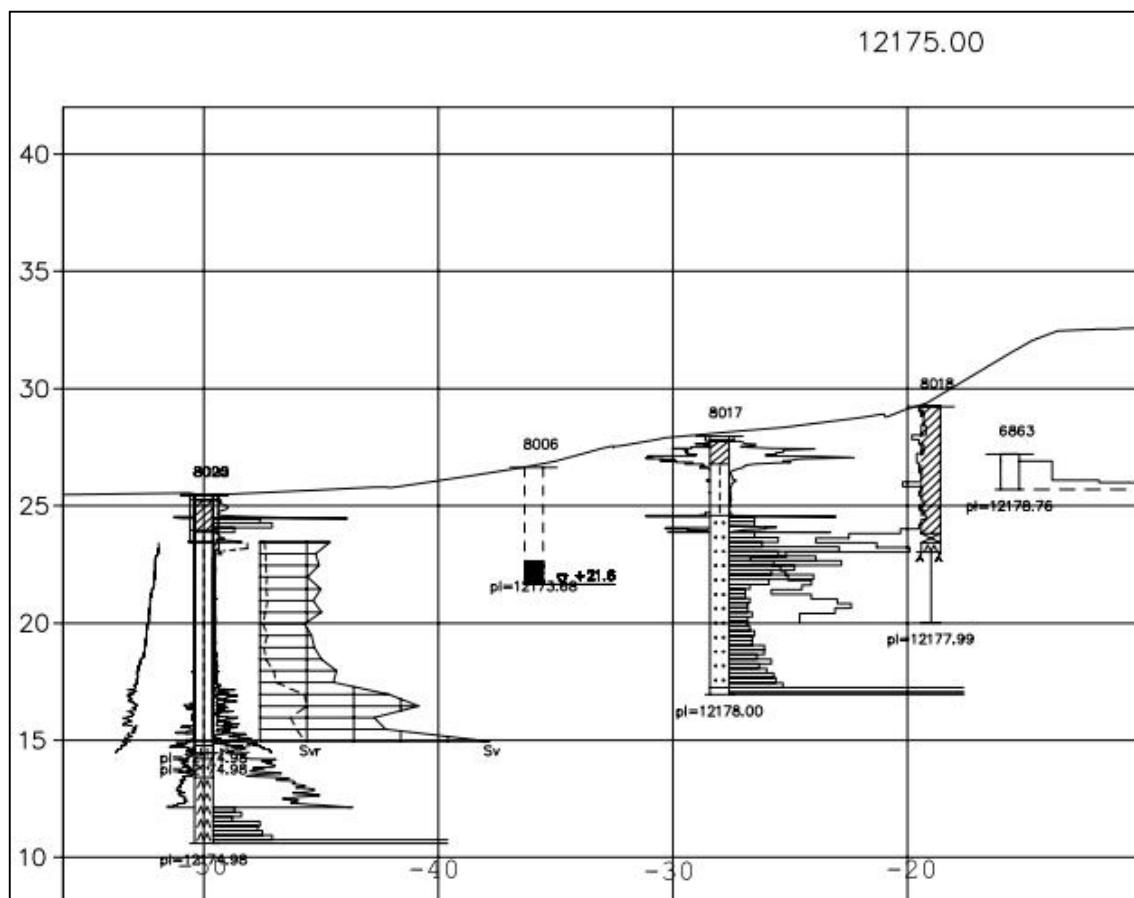


## Liite 8. Pohjatutkimusohjelma

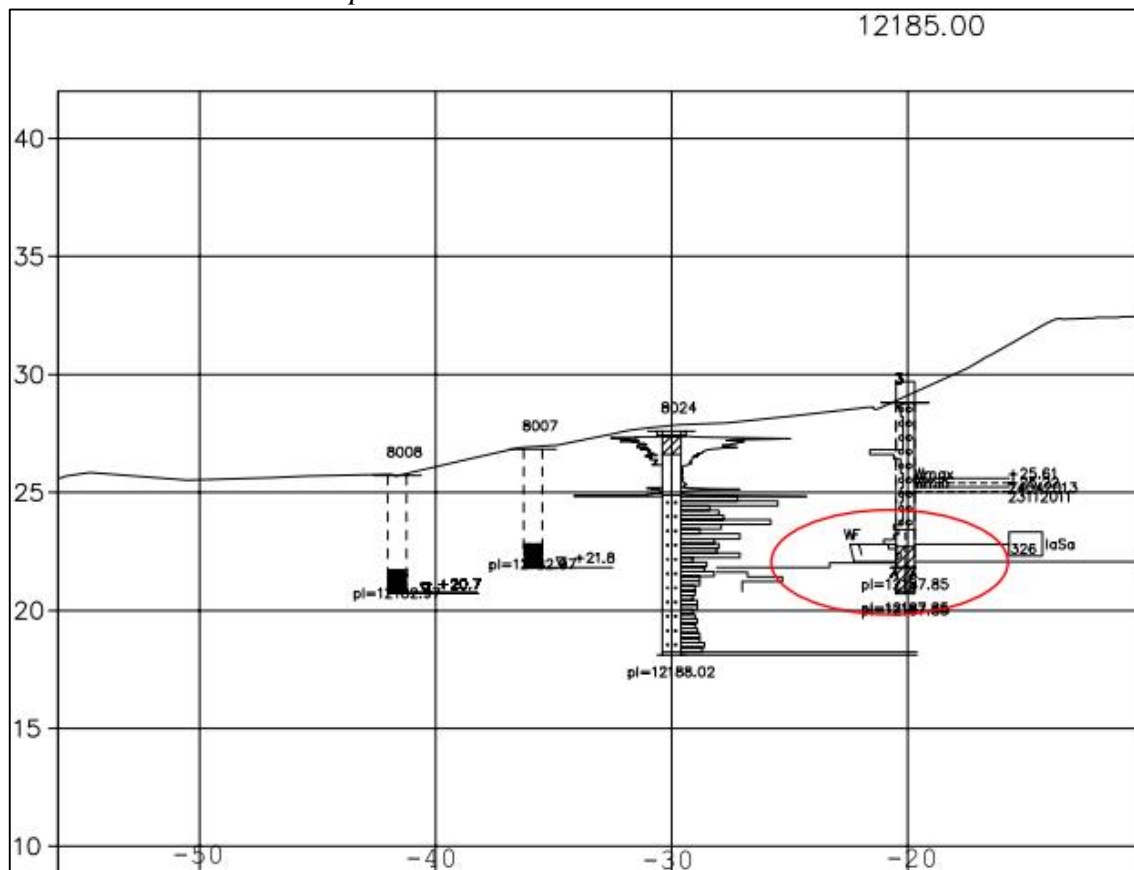


Kuva L8.1. Toteutettu pohjatutkimusohjelma (vihreällä merkitty). Olemassa olevat pohjatutkimukset (mustalla merkitty).

## Liite 9. Poikkileikkaukset



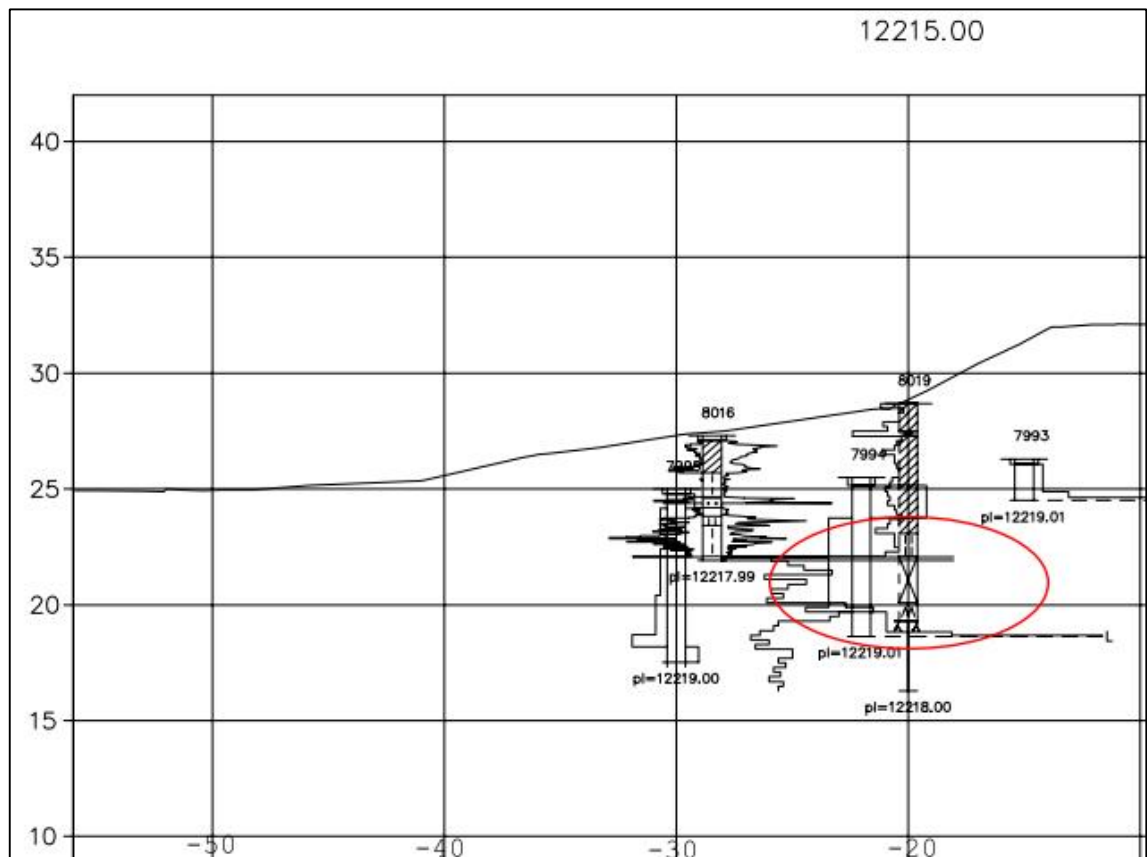
Kuva L9.1. Poikkileikkaus paalulta 12175.



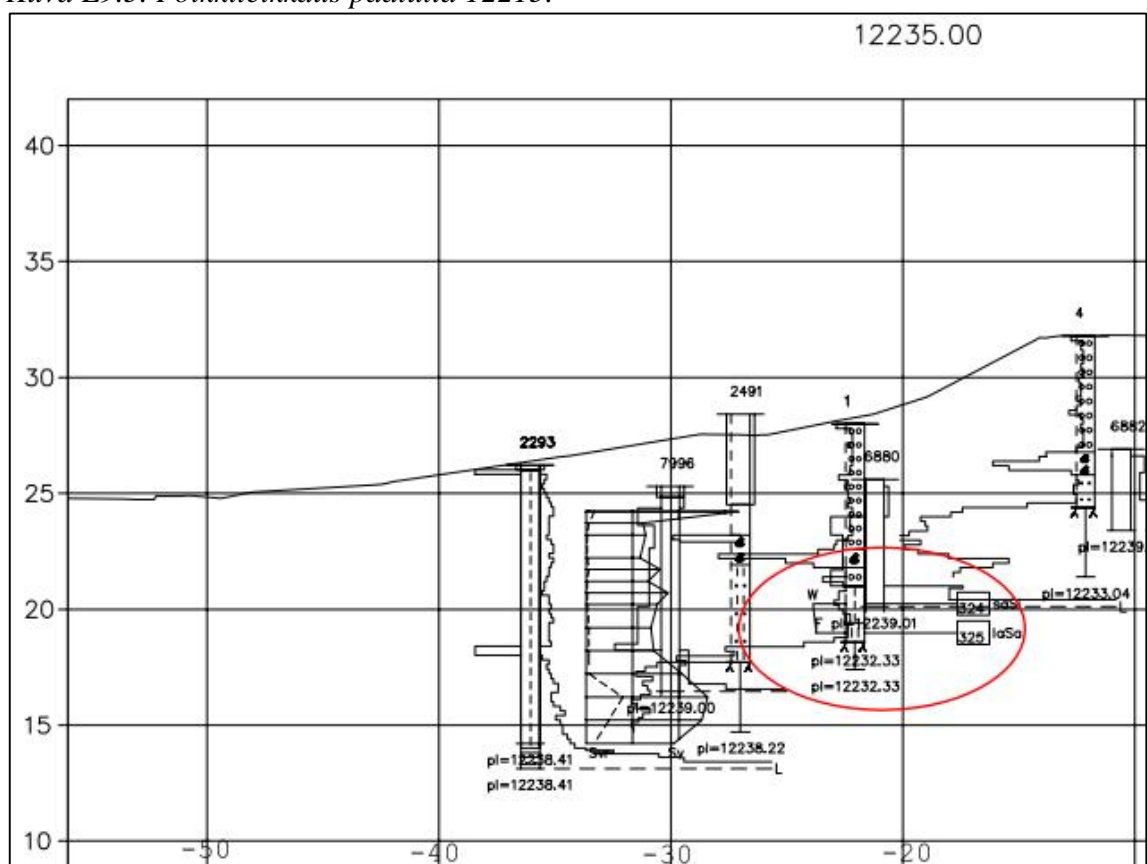
Kuva L9.2. Poikkileikkaus paalulta 12185.

[illegible]

*Kuva L9.4. Poikkileikkaus paalulta 12205.*



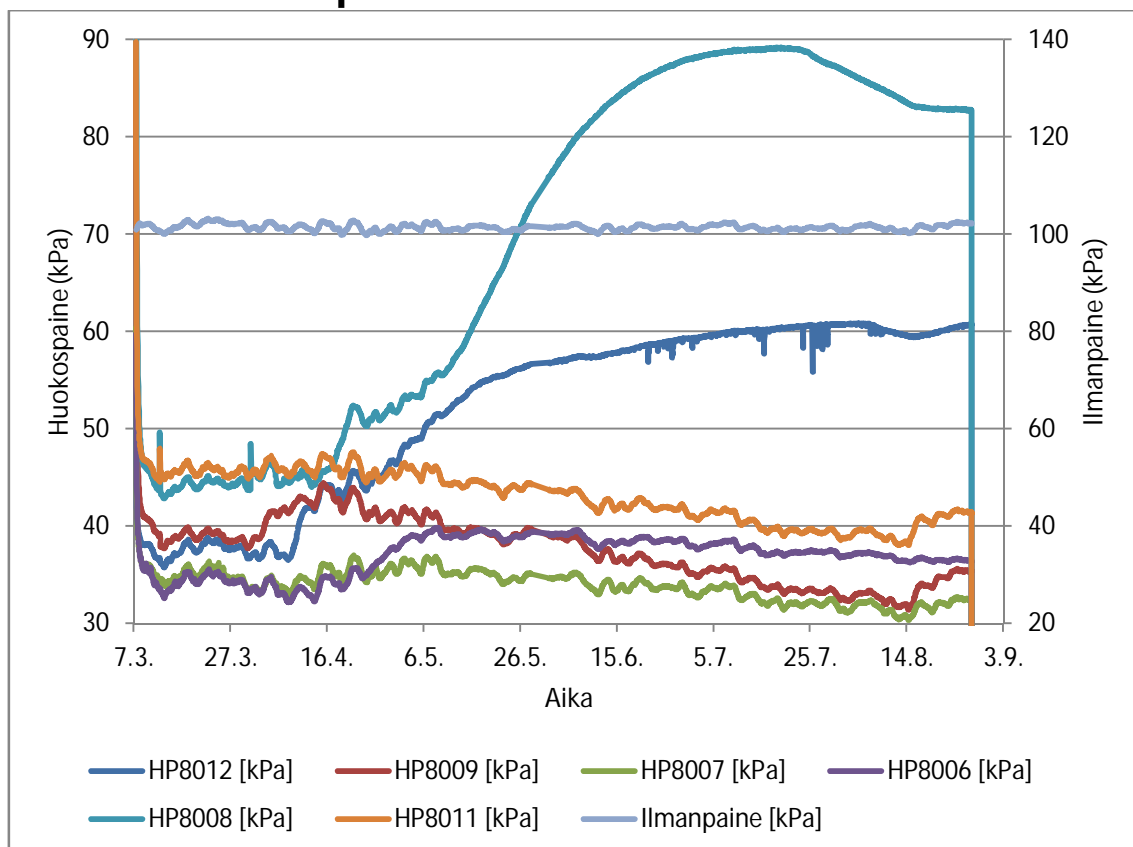
Kuva L9.5. Poikkileikkaus paalulta 12215.



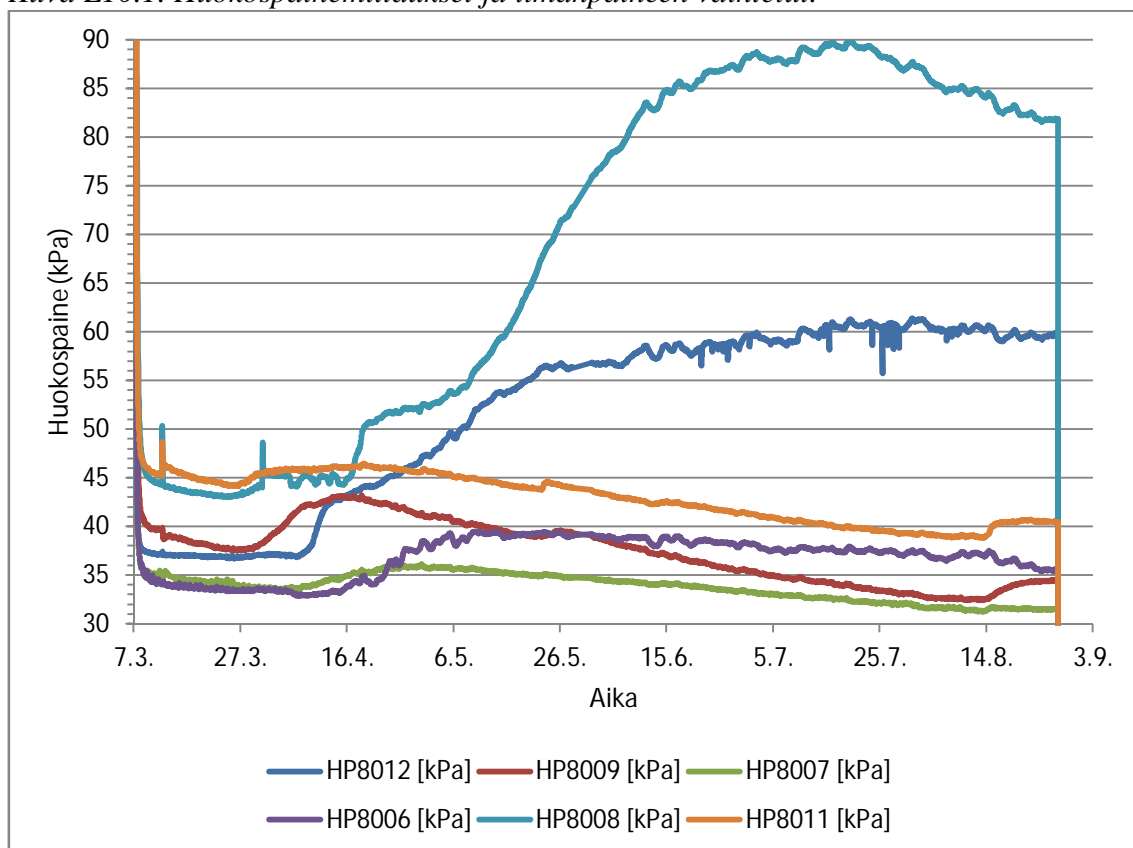
Kuva L9.6. Poikkileikkaus paalulta 12235.



## Liite 10. Huokospainemittaukset.

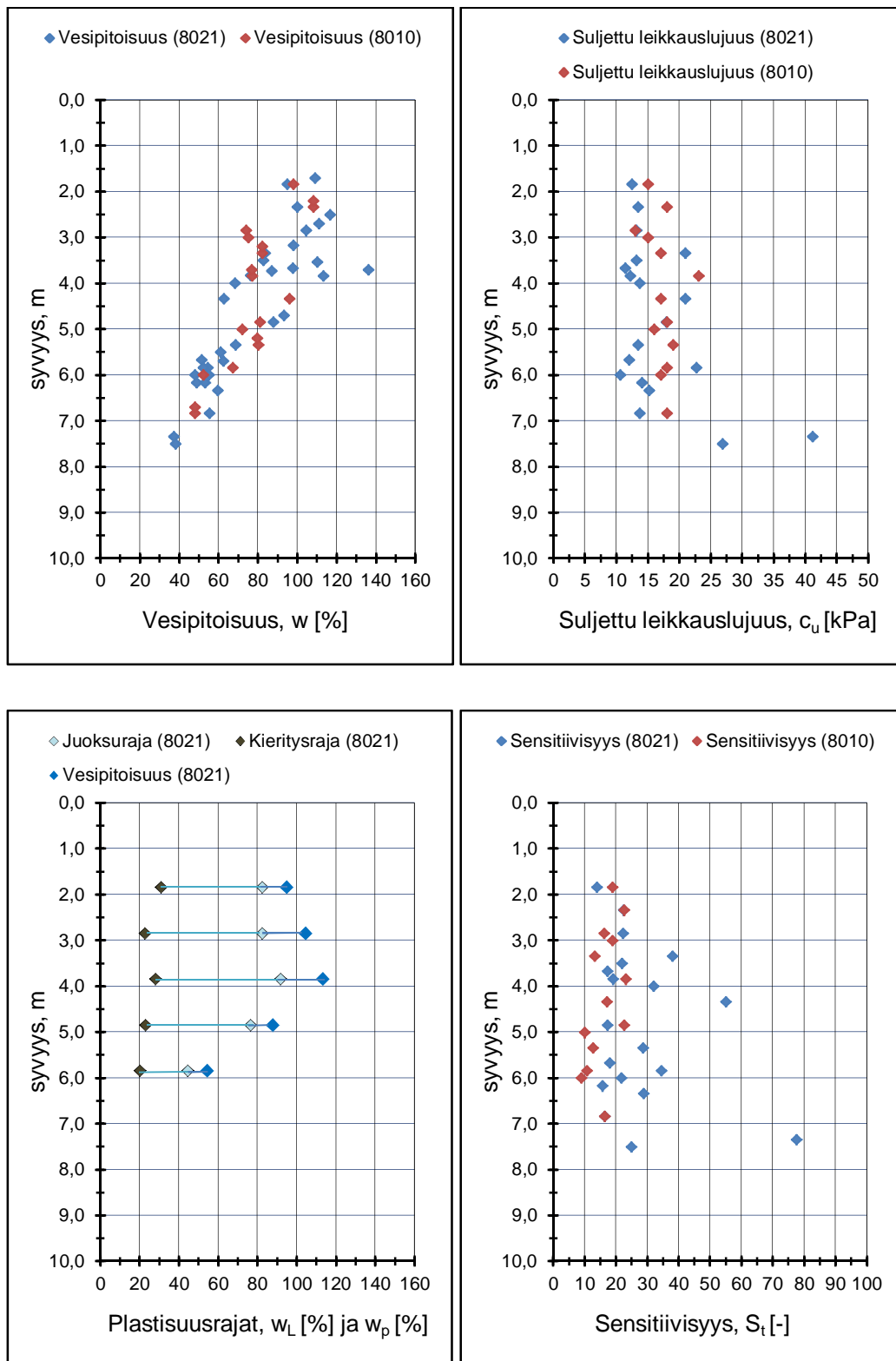


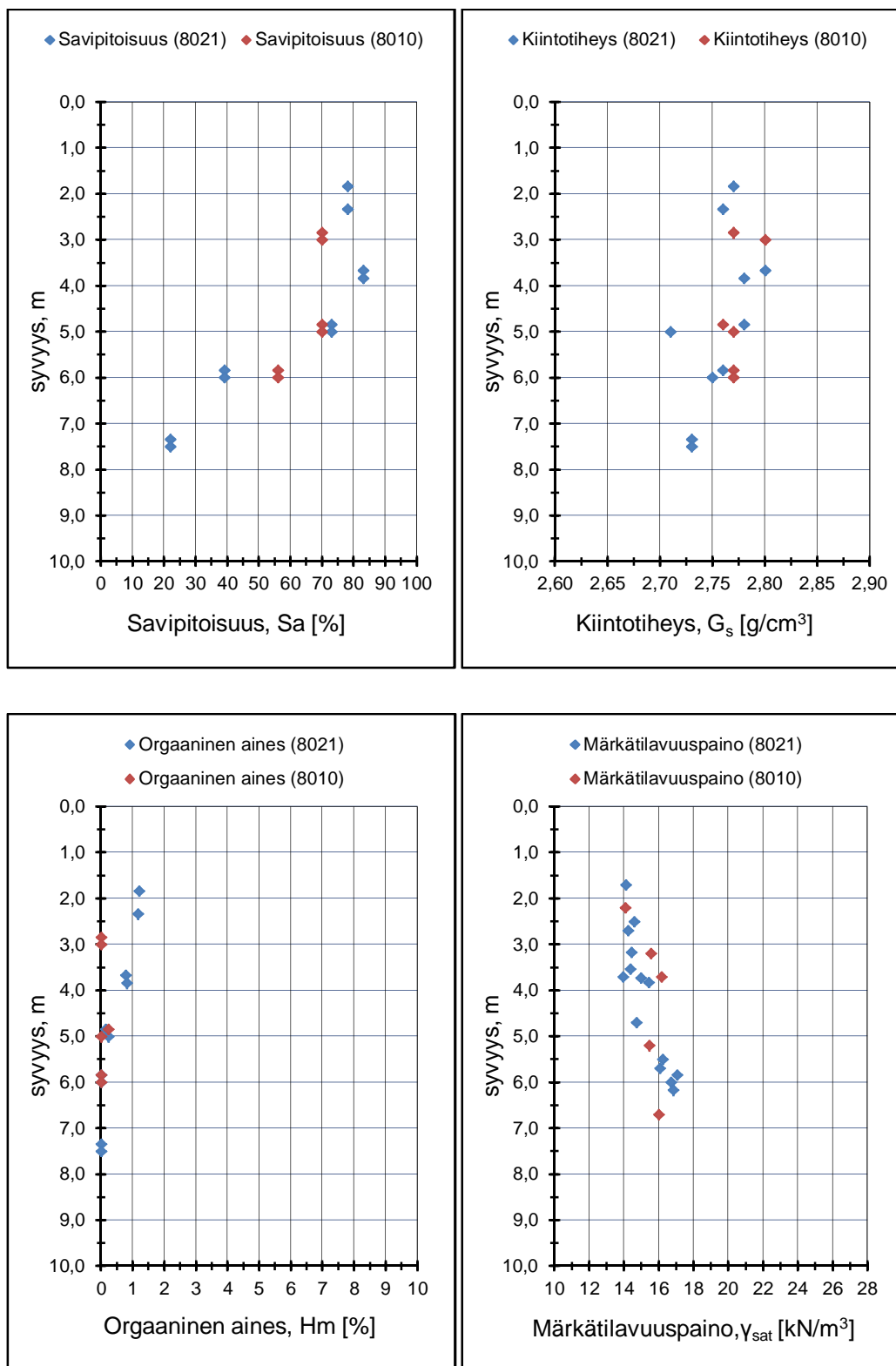
Kuva L10.1. Huokospainemittaukset ja ilmanpaineen vaihtelut.

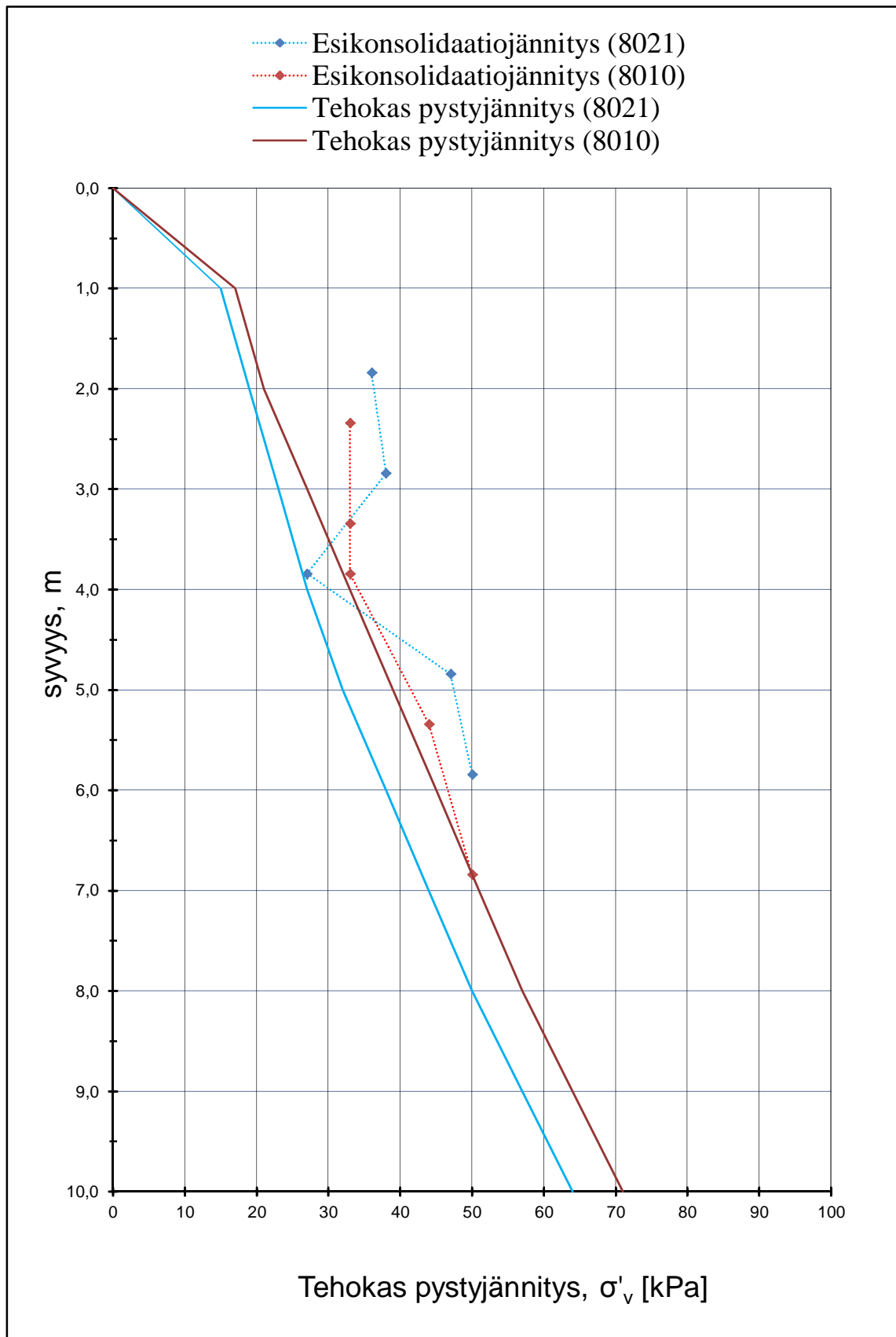


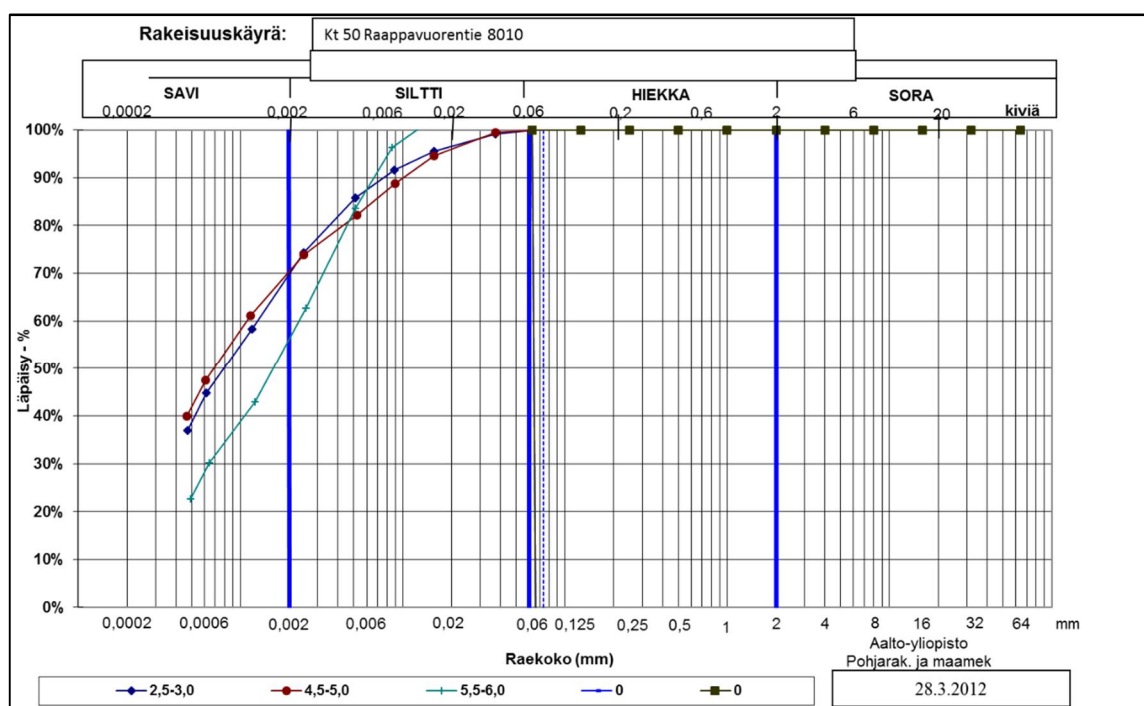
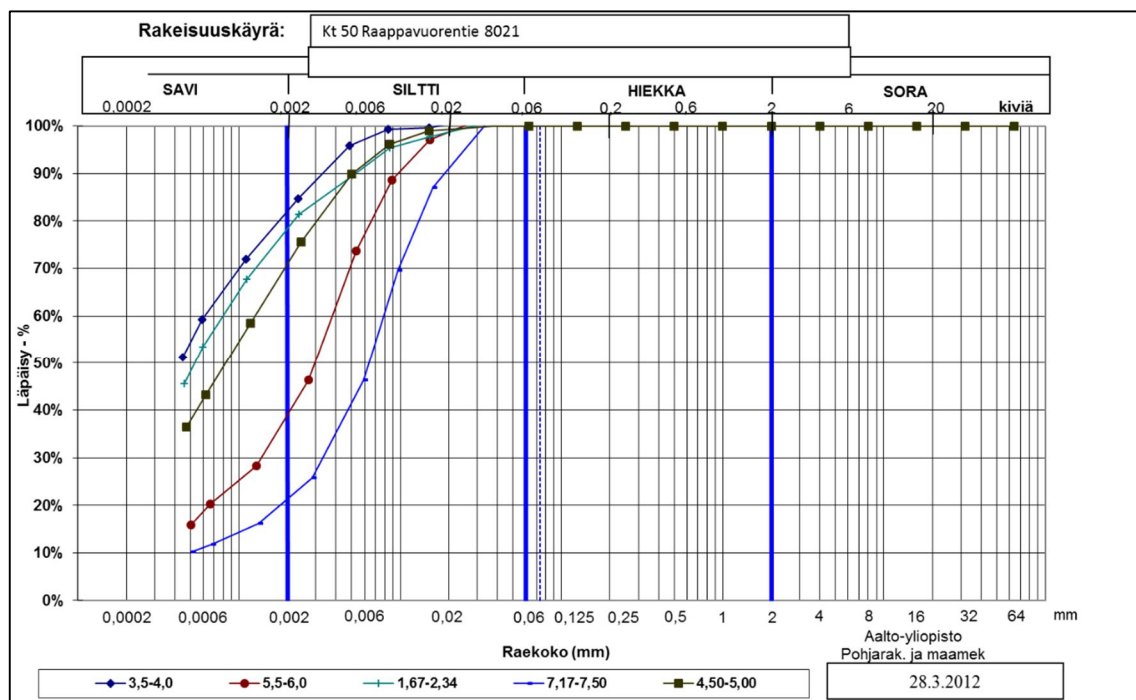
Kuva L10.2. Huokospainemittaukset, joihin on sisällytetty ilmanpaineen muutokset.

# Liite 11. Luokituskokeiden tulokset.

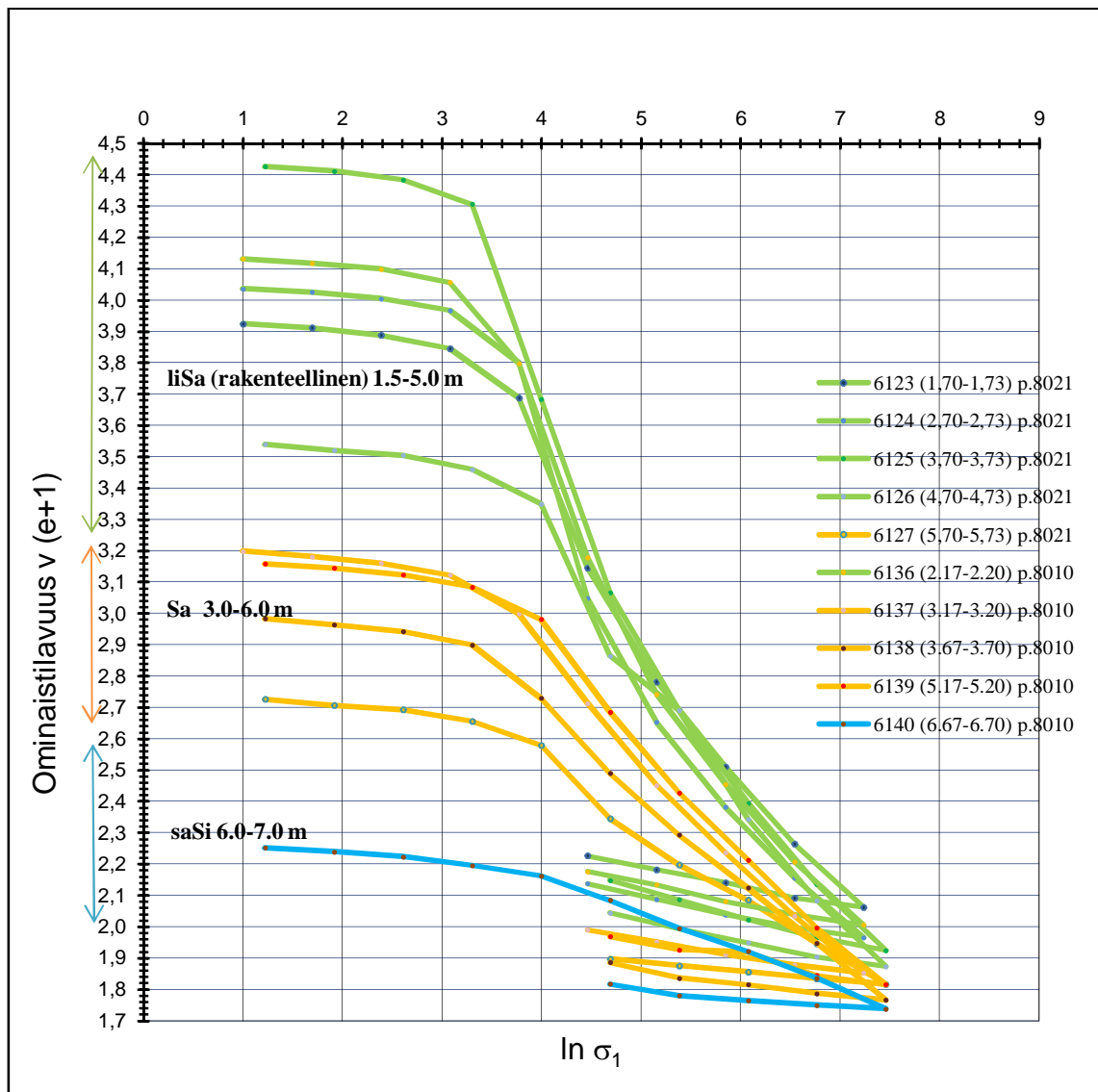




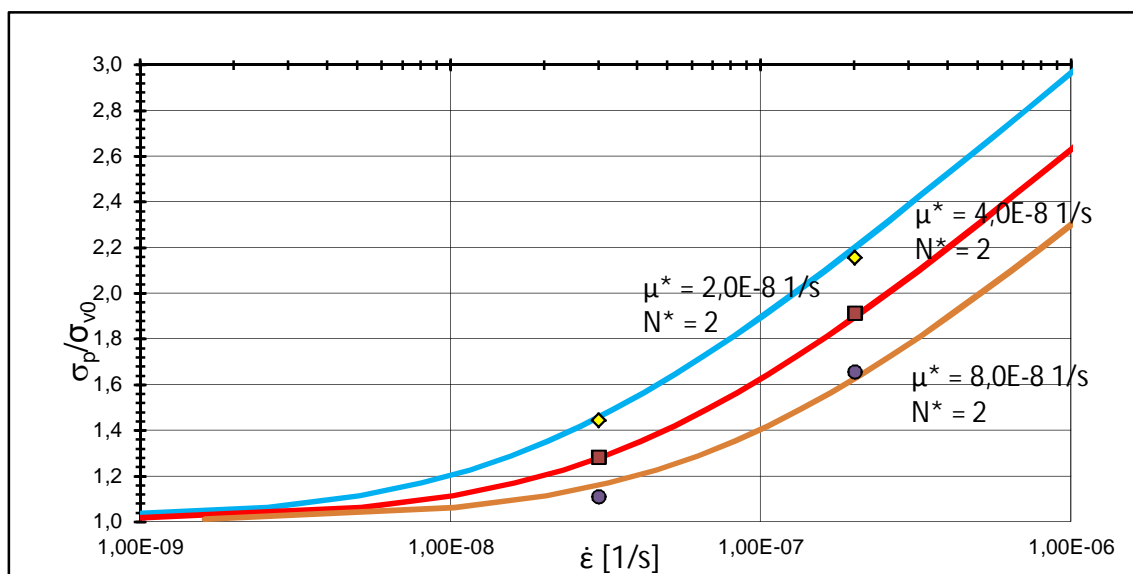
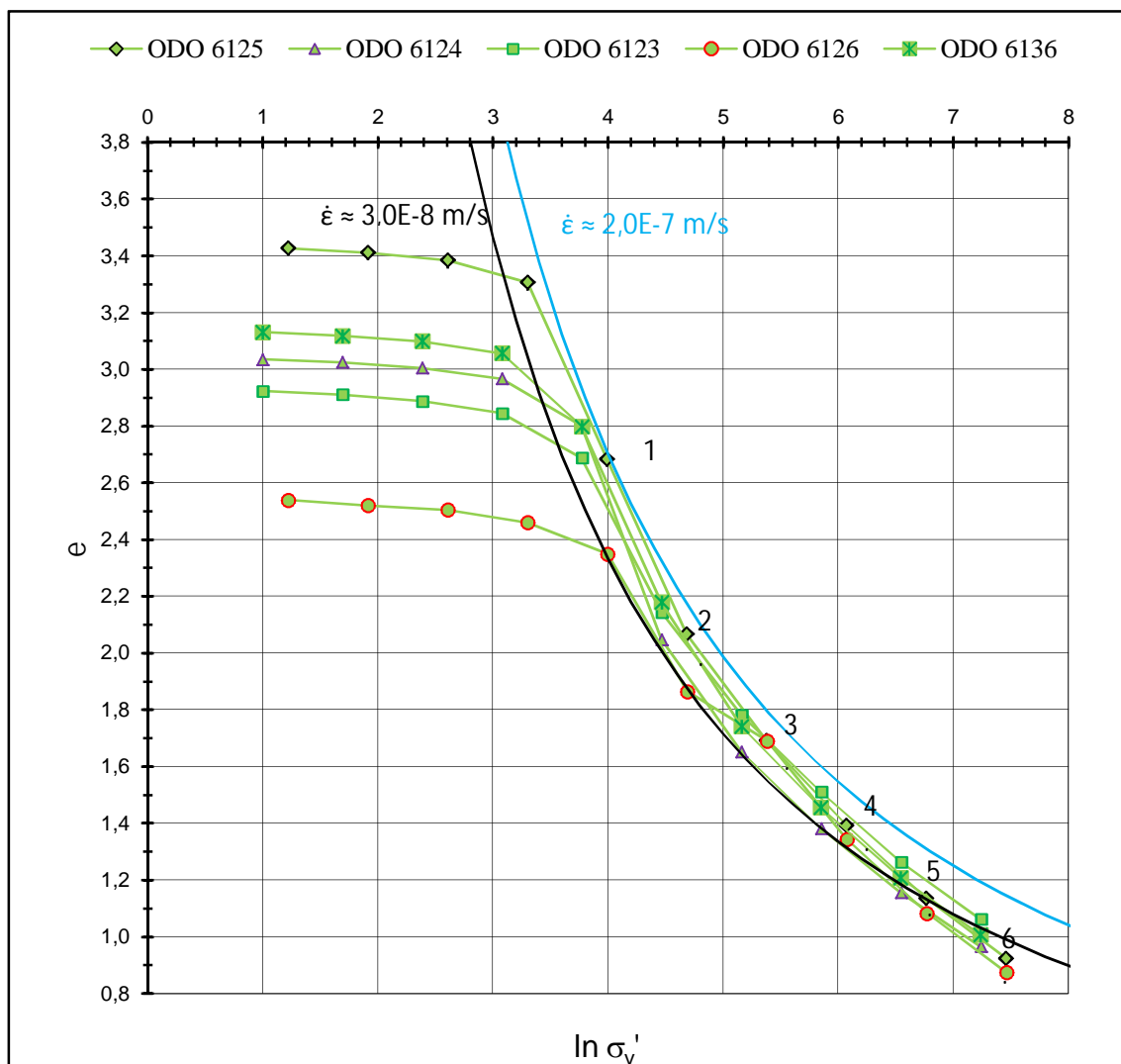




## Liite 12. Ödometrikokeiden tulokset.

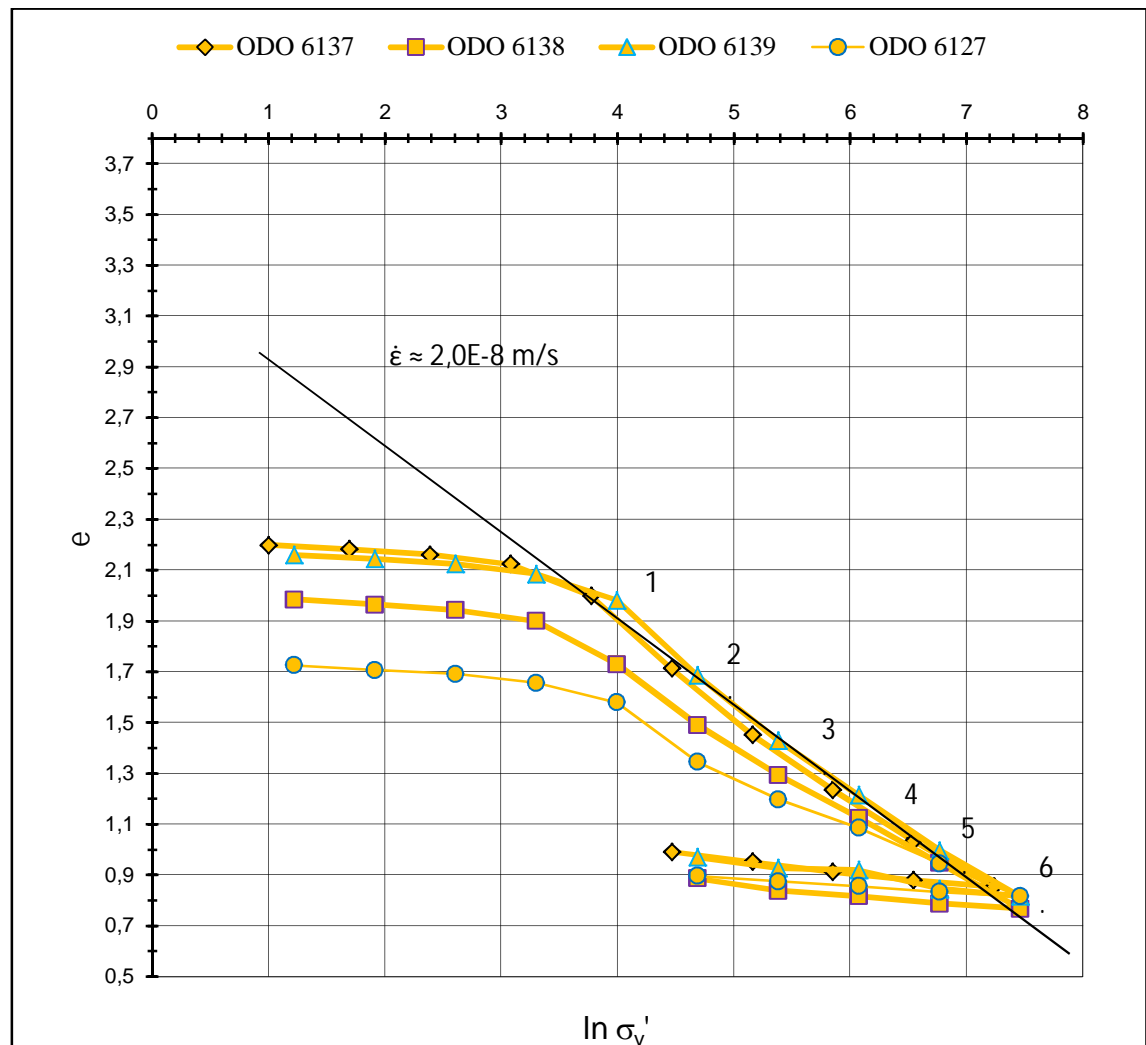


Nro	Maakerros	Syvyys [m]	Sa- [%]	$\lambda$ [-]	$\lambda_i$ [-]	$\kappa$ [-]
1	Sa (rakenteellinen)	1,5-5,0	80 %	0,8	0,37	0,05
2	Sa	3,0-6,0	30-70%	0,41	0,26	0,04
3	saSi	6,0-7,0		0,11	0,11	0,03



	Muodonmuutosnopeus portaan lopussa	Yksikkö	ODO 6123	ODO 6124	ODO 6125	ODO 6126	ODO 6136
1.	$d\varepsilon/dt$	[1/s]	8,6E-08	1,20E-07	2,00E-07	6,80E-08	1,27E-07
2.	$d\varepsilon/dt$	[1/s]	7,50E-08	4,70E-08	5,70E-08	6,40E-06	4,72E-08
3.	$d\varepsilon/dt$	[1/s]	4,86E-08	4,30E-08	3,90E-08	1,70E-08	8,33E-09
4.	$d\varepsilon/dt$	[1/s]	4,44E-08	3,30E-08	3,10E-08	4,60E-08	3,90E-08
5.	$d\varepsilon/dt$	[1/s]	1,15E-08	4,30E-08	8,30E-09	3,60E-08	1,94E-08
6.	$d\varepsilon/dt$	[1/s]	2,22E-08	2,20E-08	2,40E-08	2,50E-08	1,70E-08

	Virumaindeksi	Yksikkö	ODO 6123	ODO 6124	ODO 6125	ODO 6126	ODO 6136
1.	$\mu^*$	[-]	6,6E-03	9,70E-03	1,86E-02	1,83E-03	6,57E-03
2.	$\mu^*$	[-]	5,83E-03	3,74E-03	5,35E-03	7,52E-03	5,83E-03
3.	$\mu^*$	[-]	4,17E-03	3,39E-03	2,78E-03	2,39E-03	4,17E-03
4.	$\mu^*$	[-]	3,61E-03	2,48E-03	2,39E-03	3,13E-03	3,61E-03
5.	$\mu^*$	[-]	2,13E-03	2,87E-03	1,83E-03	2,26E-03	2,13E-03
6.	$\mu^*$	[-]	2,43E-03	2,61E-03	1,87E-03	2,26E-03	2,43E-03

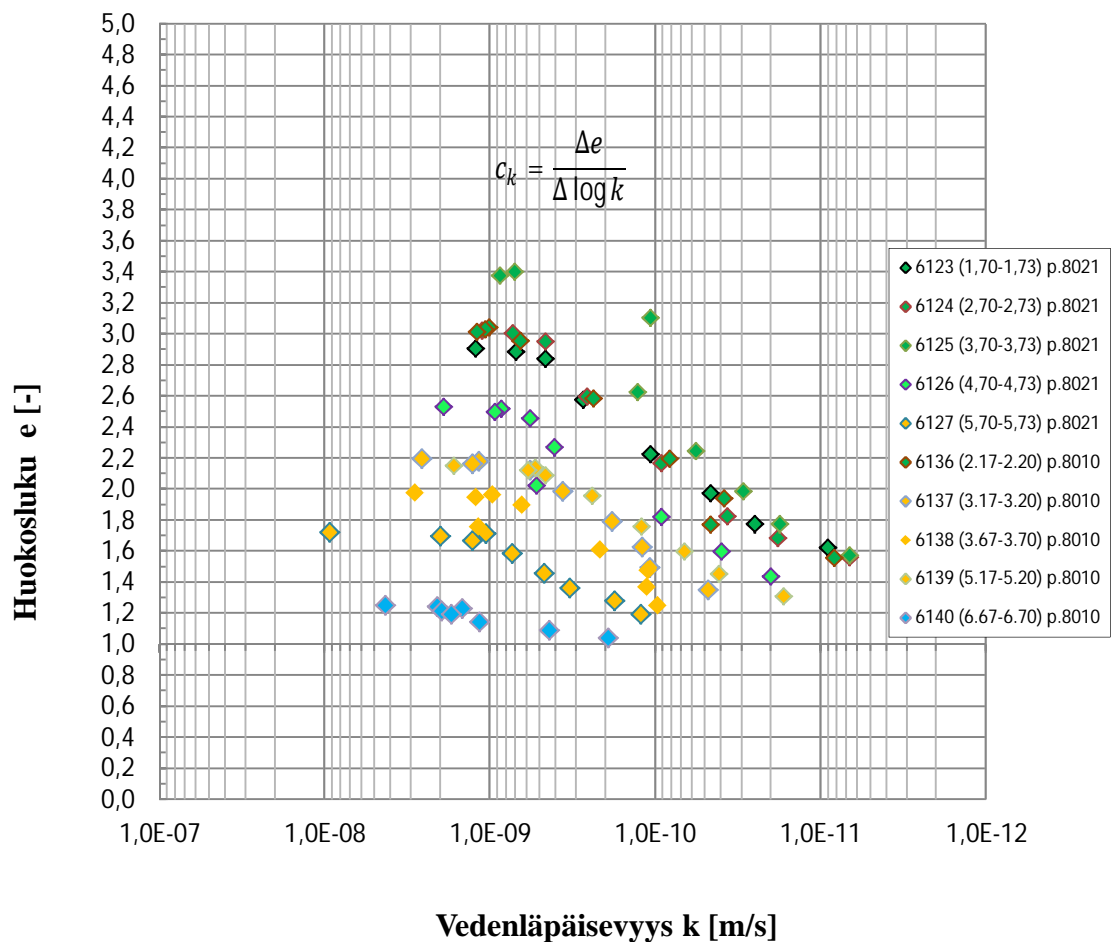




	Virumaindeksi	Yksikkö	ODO6127	ODO6137	ODO6138	ODO6139
1.	$\mu^*$	[-]	2,52E-03	4,57E-03		
2.	$\mu^*$	[-]	3,74E-03	5,17E-03		
3.	$\mu^*$	[-]	1,78E-03	2,78E-03		
4.	$\mu^*$	[-]	1,30E-03	2,30E-03	1,96E-03	1,30E-03
5.	$\mu^*$	[-]	1,30E-03	2,48E-03	1,83E-03	1,30E-03
6.	$\mu^*$	[-]	1,30E-03	1,87E-03	1,61E-03	1,30E-03

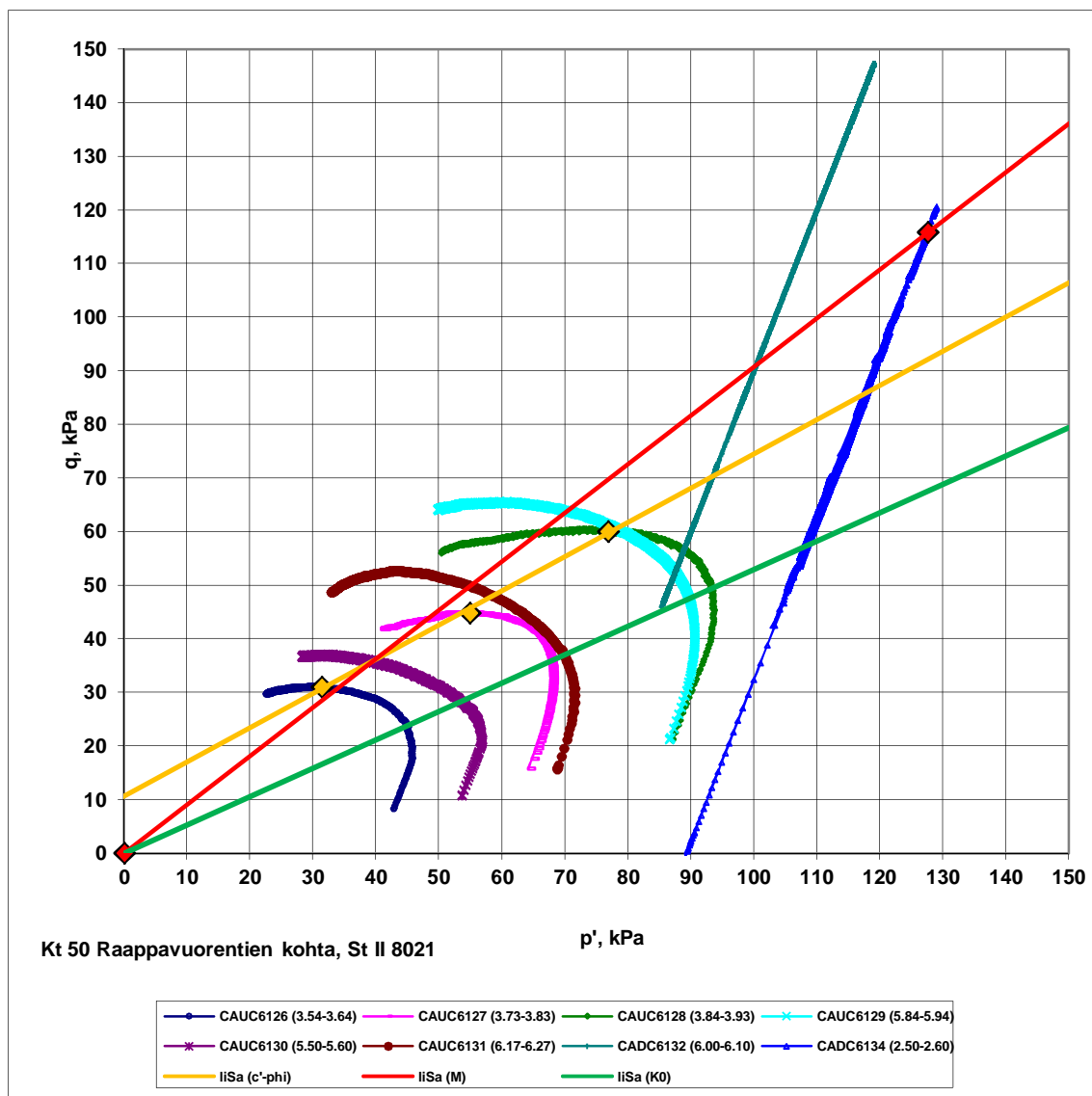
Nro	Maakerros	Syvyys [m]	Sa- [%]	$\mu^*$ [1/s] (SSC)	N* [-]	$\mu^*$ [-] (ES)
1	Sa (rakenteellinen)	1,5-5,0	80 %	2,00E-08	2	2,00E-03
2	Sa	3,0-6,0	30-70 %	2,00E-08	2	2,00E-03

## Vedenläpäisevyys (Taylorin menetelmällä)

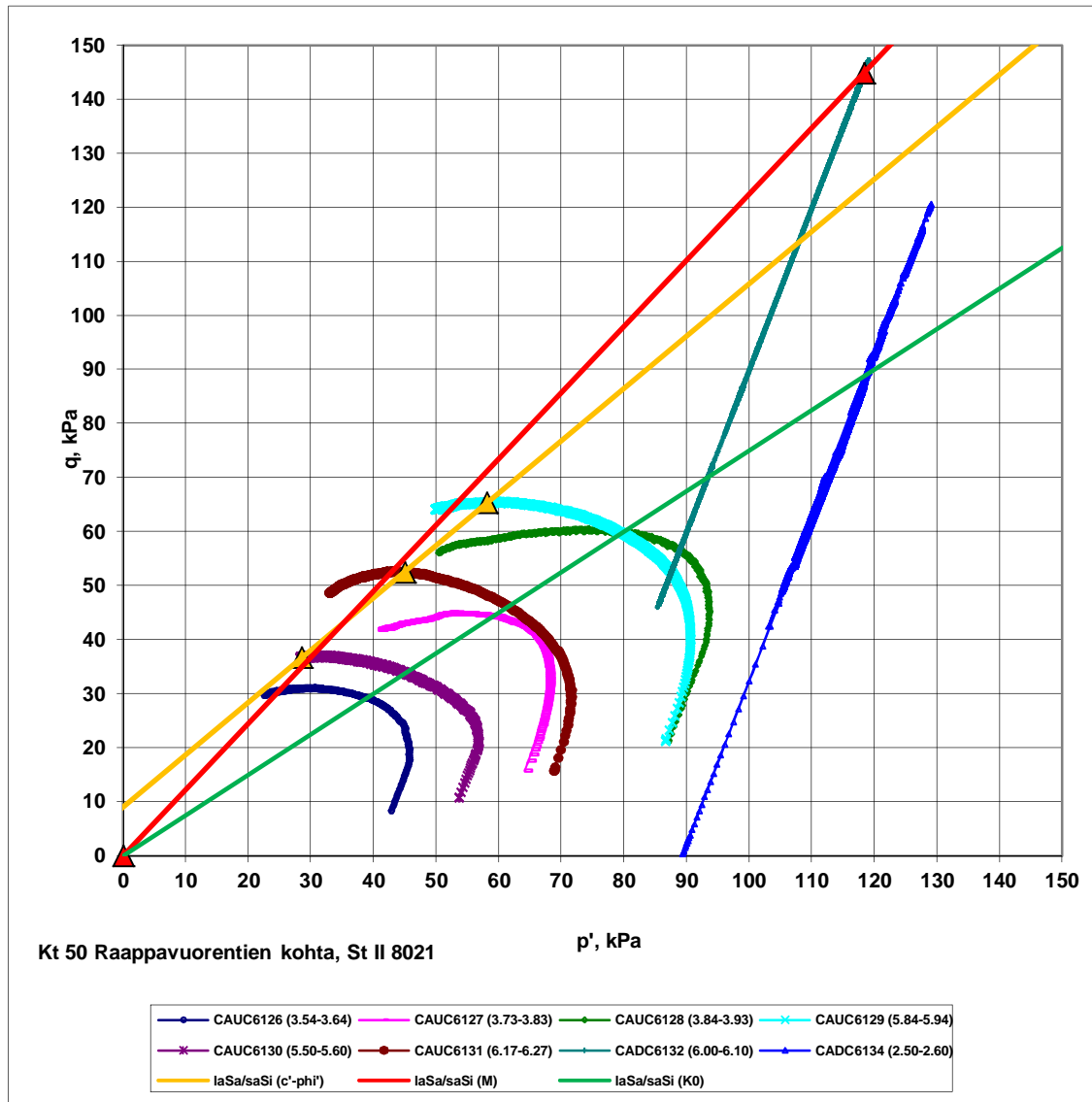


Nro	Maakerros	Syvyys [m]	Sa- [%]	$k_0$ [m/s]	$c_k$ [-]
1	Sa (rakenteellinen)	1,5-5,0	80 %	8,00E-10	0,8
2	Sa	3,0-6,0	30-70%	8,00E-10	0,6
3	saSi	6,0-7,0		2,00E-09	0,4

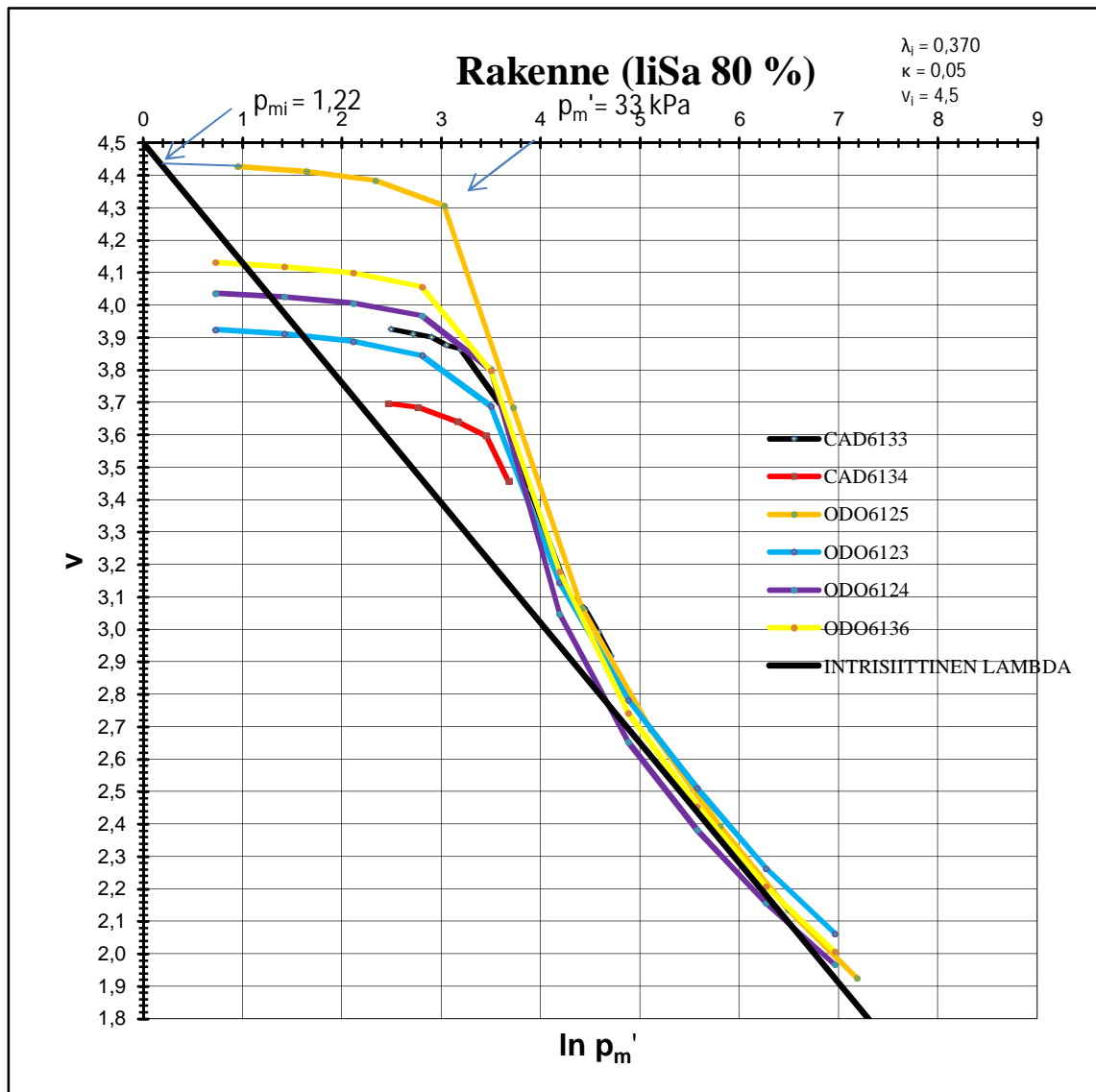
## Liite 13. Kolmiaksaalikokeiden tulokset



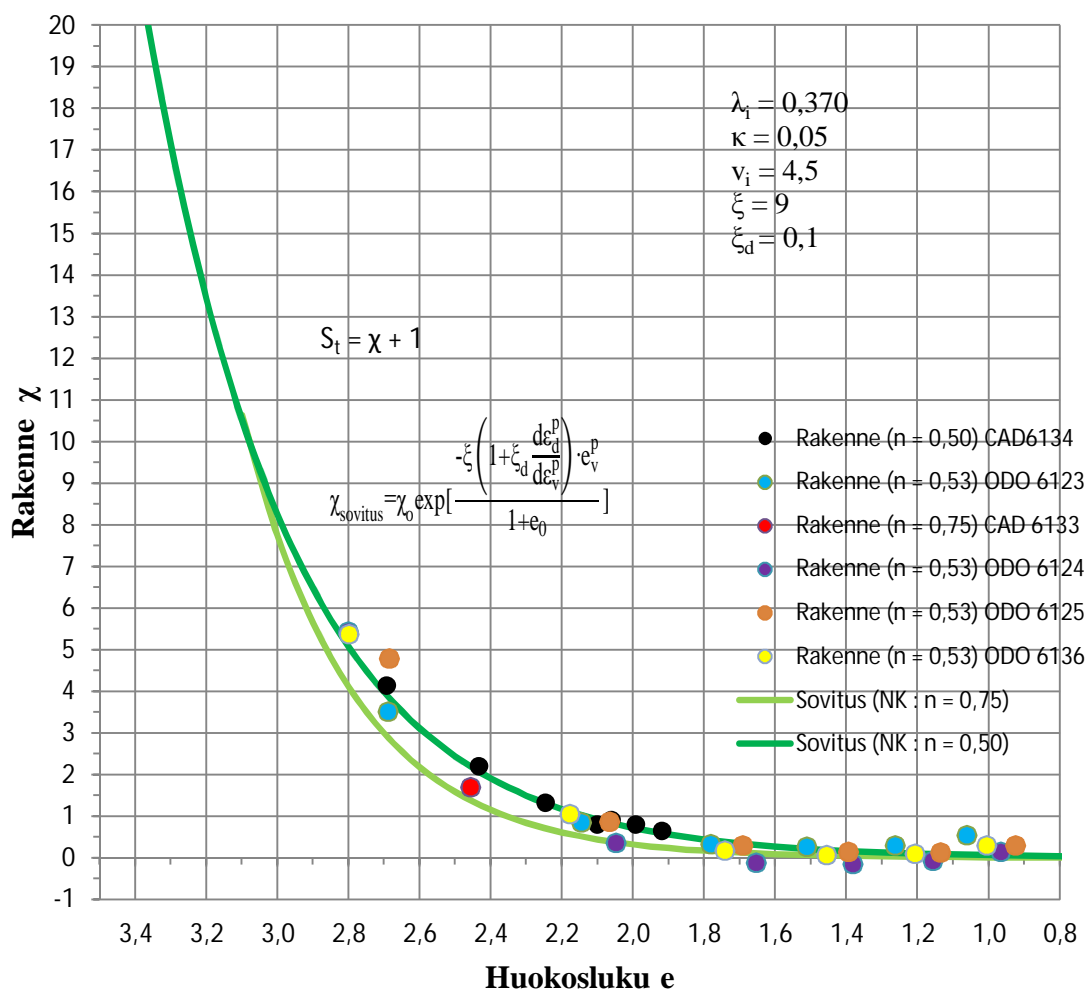
Nro	Maakerros	Syvyys [m]	Sa- [%]	c' [kPa]	$\phi'$ [°]	M [-]	$\phi_{crit}'$ [°]	$\eta_{K0}$ [-]
1	Sa (rakenteellinen)	1,5-5,0	80	5,3	16,8	0,9	23,0	0,5



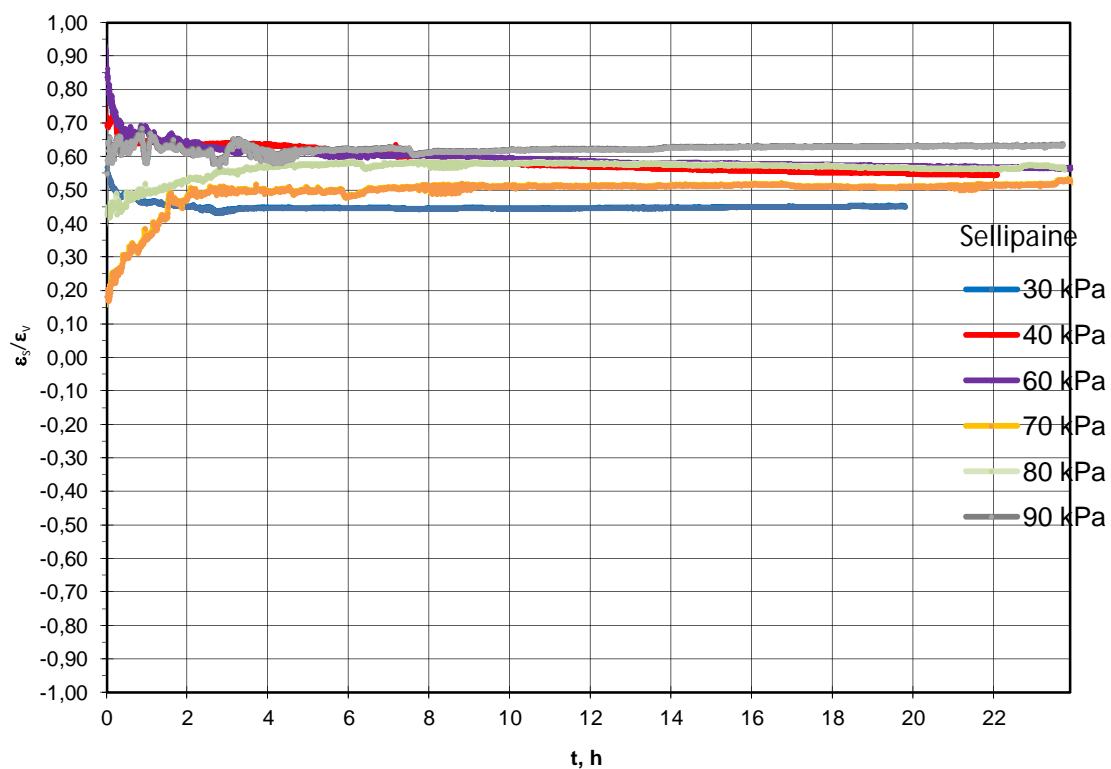
Nro	Maakerros	Syvyys [m]	Sa- [%]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	M [-]	$\phi_{crit}'$ [°]	$\eta_{K0}$ [-]
2	Sa	3,0-6,0	30-70	4,5	24,6	1,2	30,0	0,8



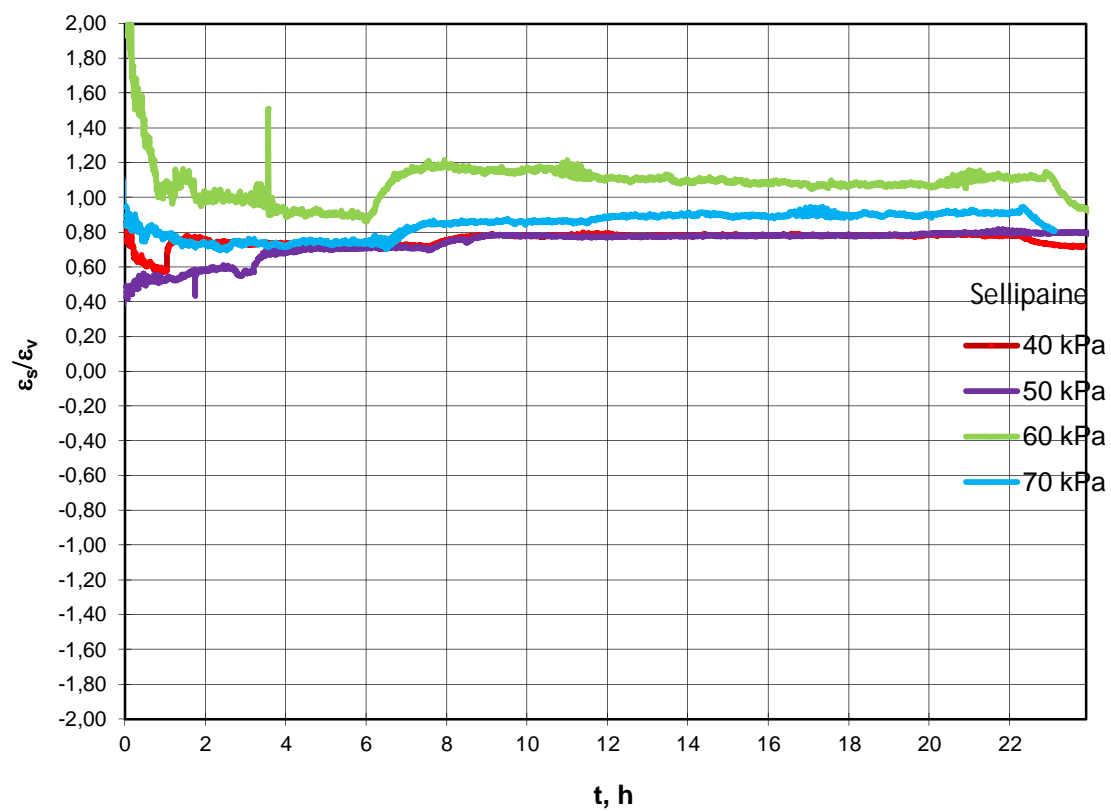
# Destructuraatio (liSa 80 %)



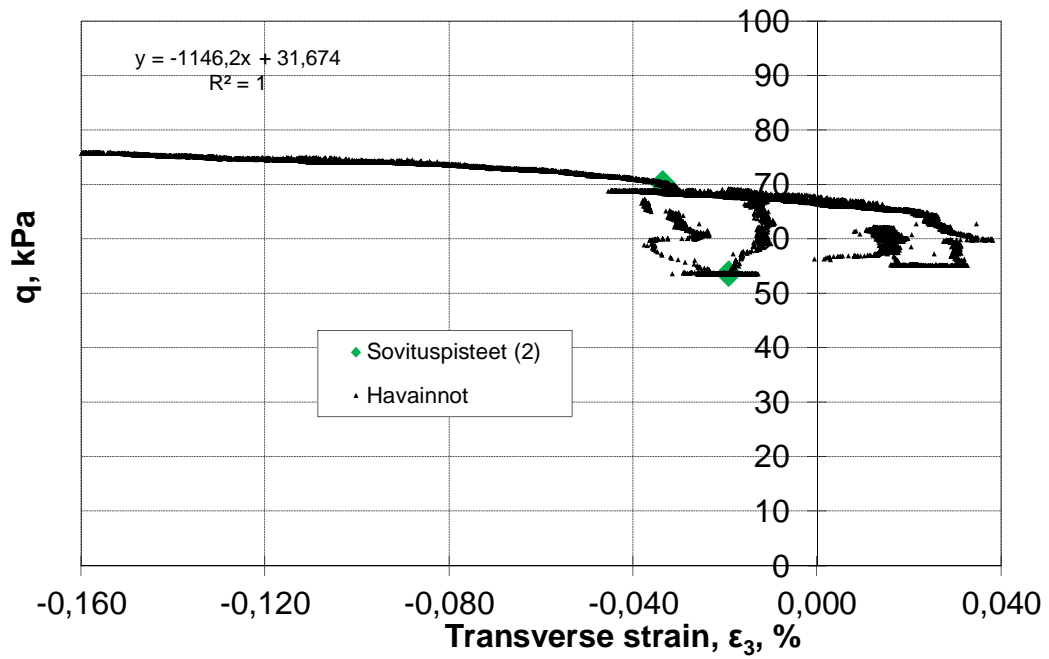
CAD6134

Sa (rakenteellinen), Anisotropian muutos ( $q/p' = 0,5$ )

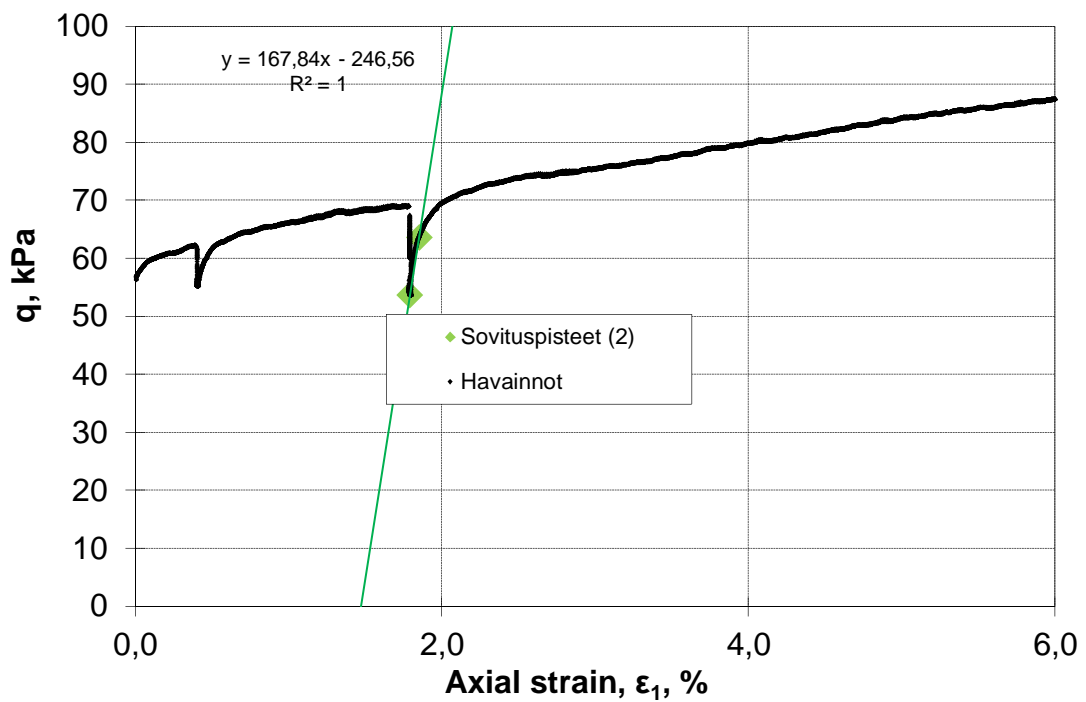
CAD6132

Sa (rakenneton), Anisotropian muutos ( $q/p' = 0,75$ )

## Poissonin luvun määrittäminen avoimen kolmiaksaalikokeen palautusvaiheesta

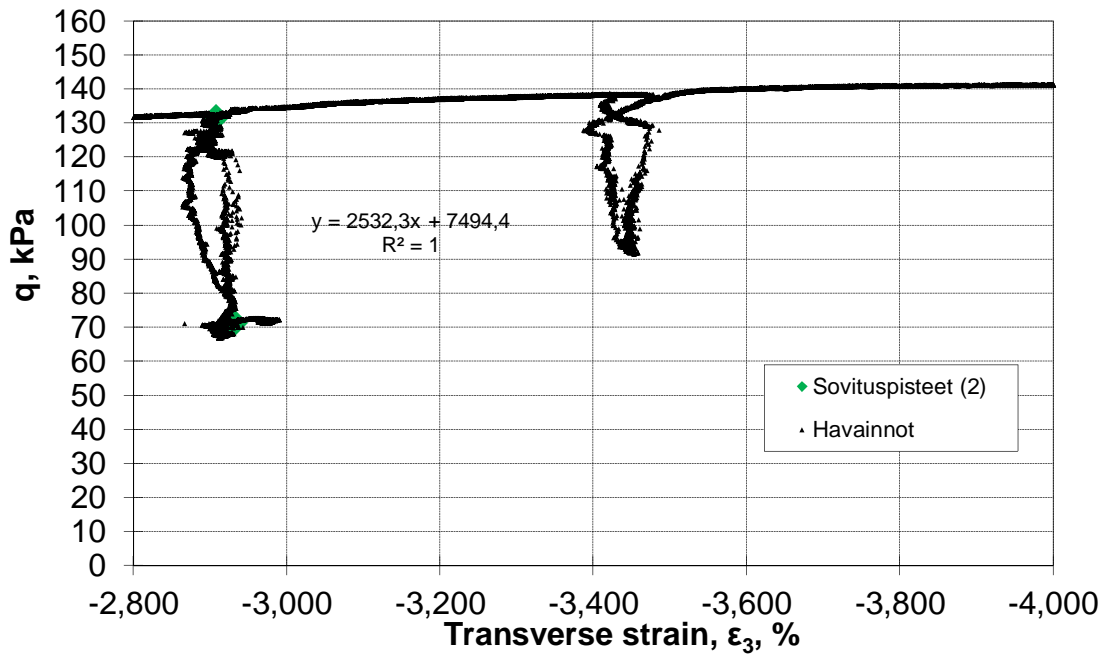


## Poissonin luvun määrittäminen avoimen kolmiaksaalikokeen palautusvaiheesta

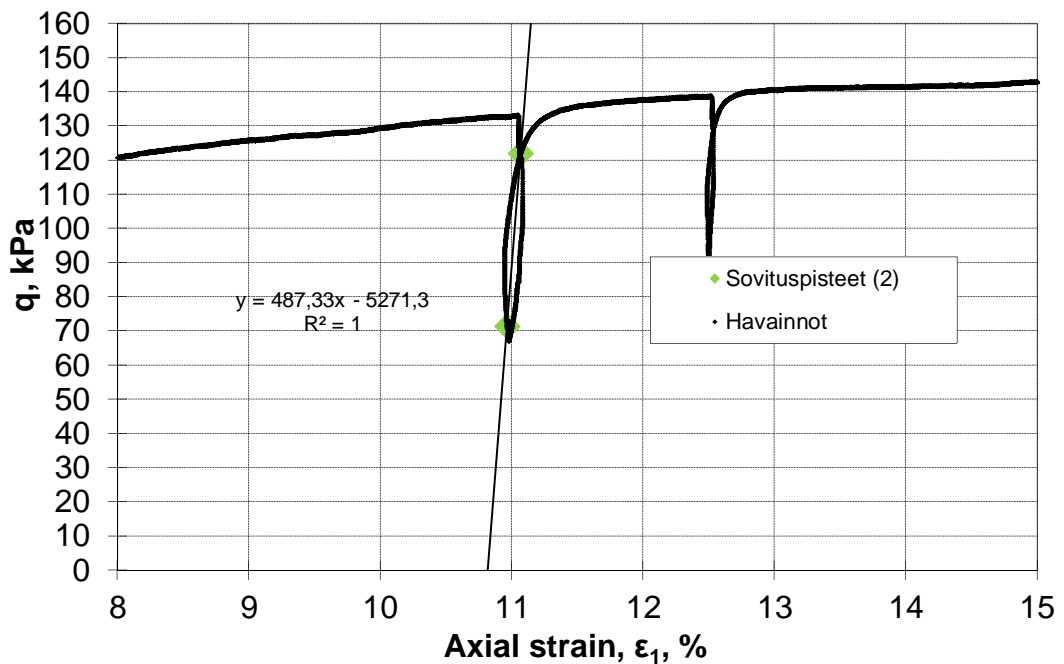


Sa (rakenteellinen)			
-	$E_{ur}/v_{ur}$	=	1146,28 kPa
	$E_{ur}$	=	167,84 kPa
	$v_{ur}$	=	0,15

Poissonin luvun määrittäminen avoimen kolmiakσιαalikokeen palautusvaiheesta



Poissonin luvun määrittäminen avoimen kolmiakσιαalikokeen palautusvaiheesta



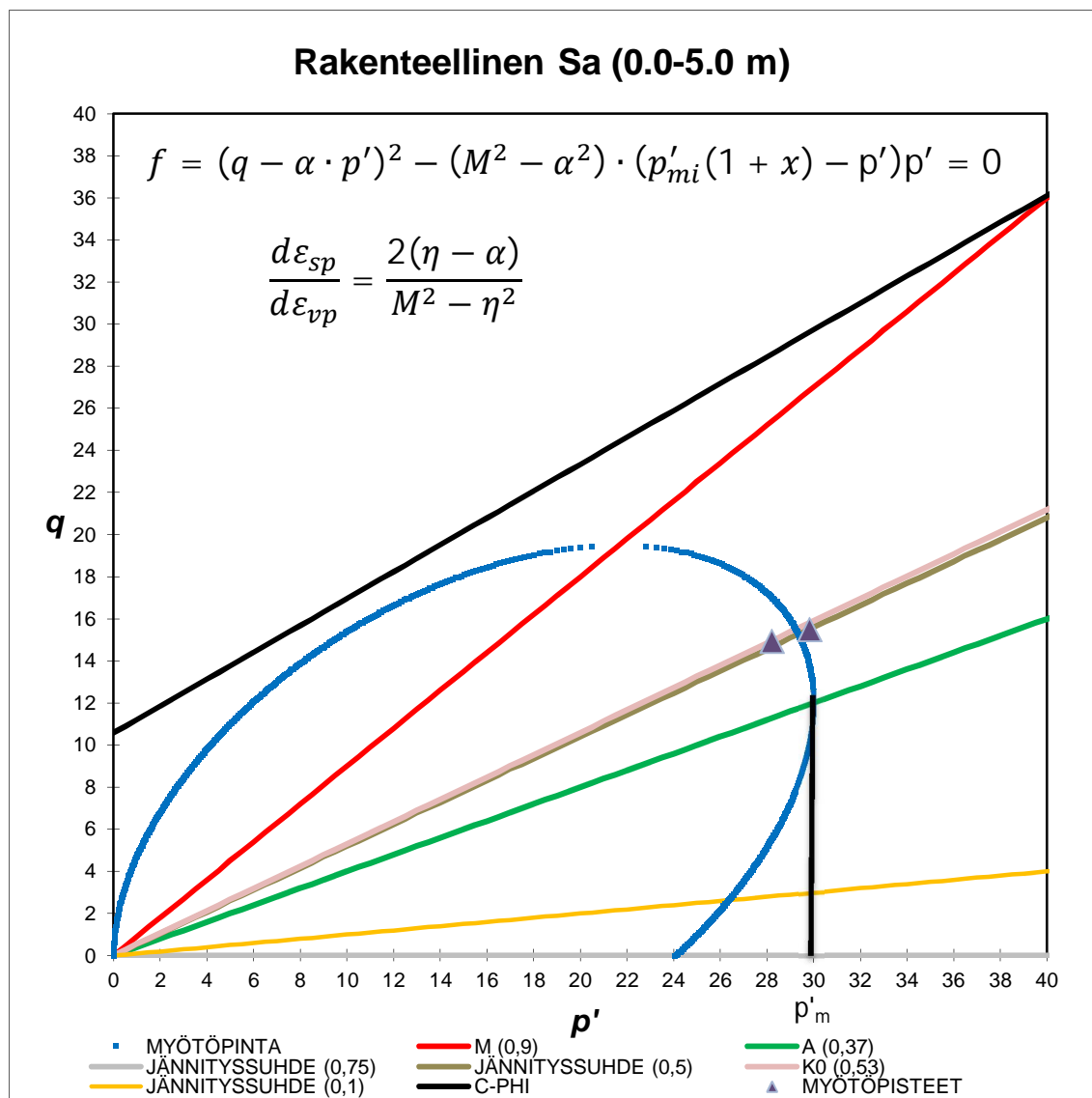
Sa				
-	$E_{ur}/v_{ur}$	=	2532,3 kPa	
	$E_{ur}$	=	487,33 kPa	
	$v_{ur}$	=	0,19	

Nro	Maakerros	Syvyys [m]	Sa- [%]	$v_{ur}$ [-]
1	Sa (rakenteellinen)	1,5-5,0	80	0,15
2	Sa	3,0-6,0	30-70	0,19

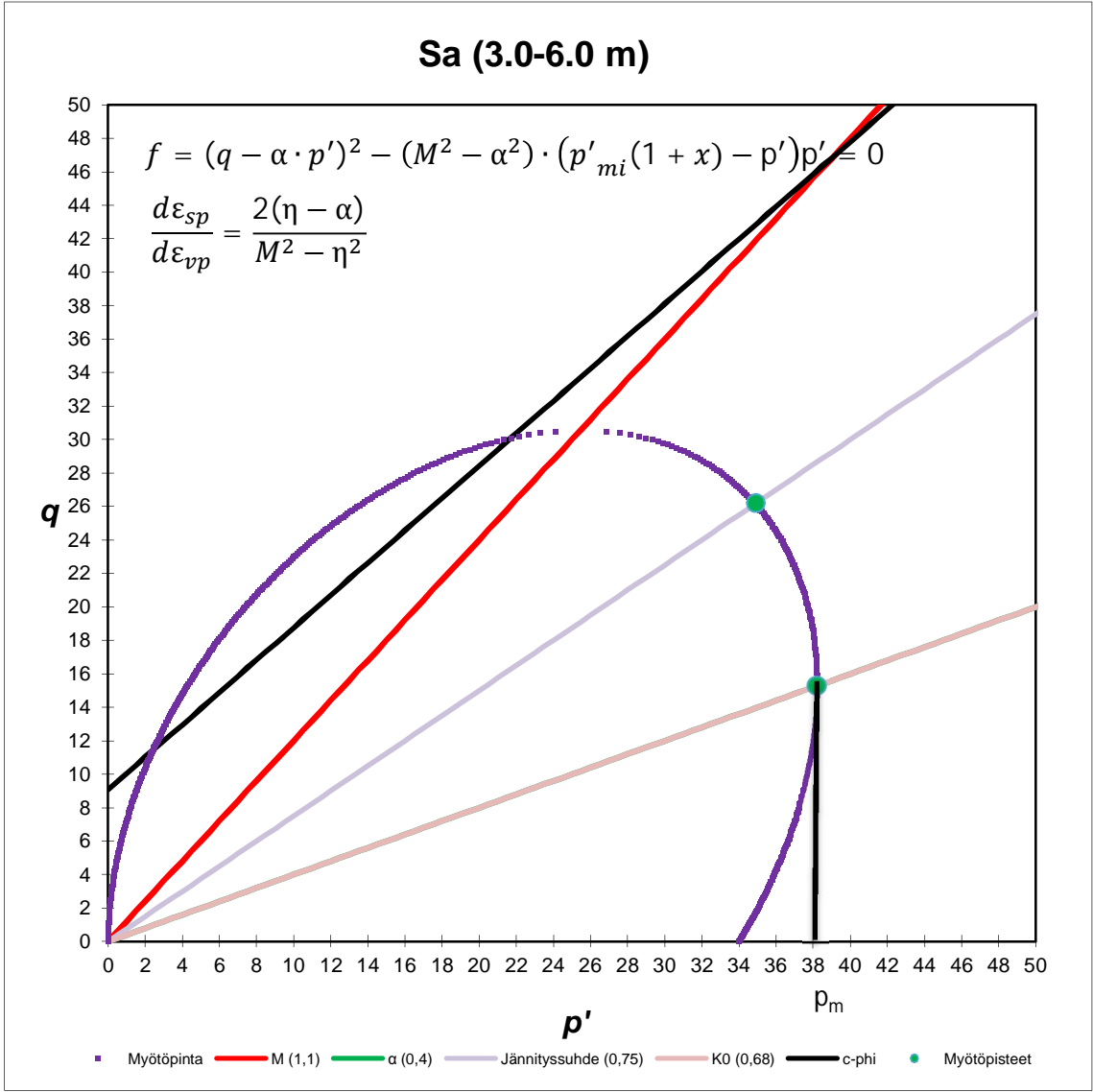


## Liite 14. Myötöpinnat (EVP-SCLAY1S).

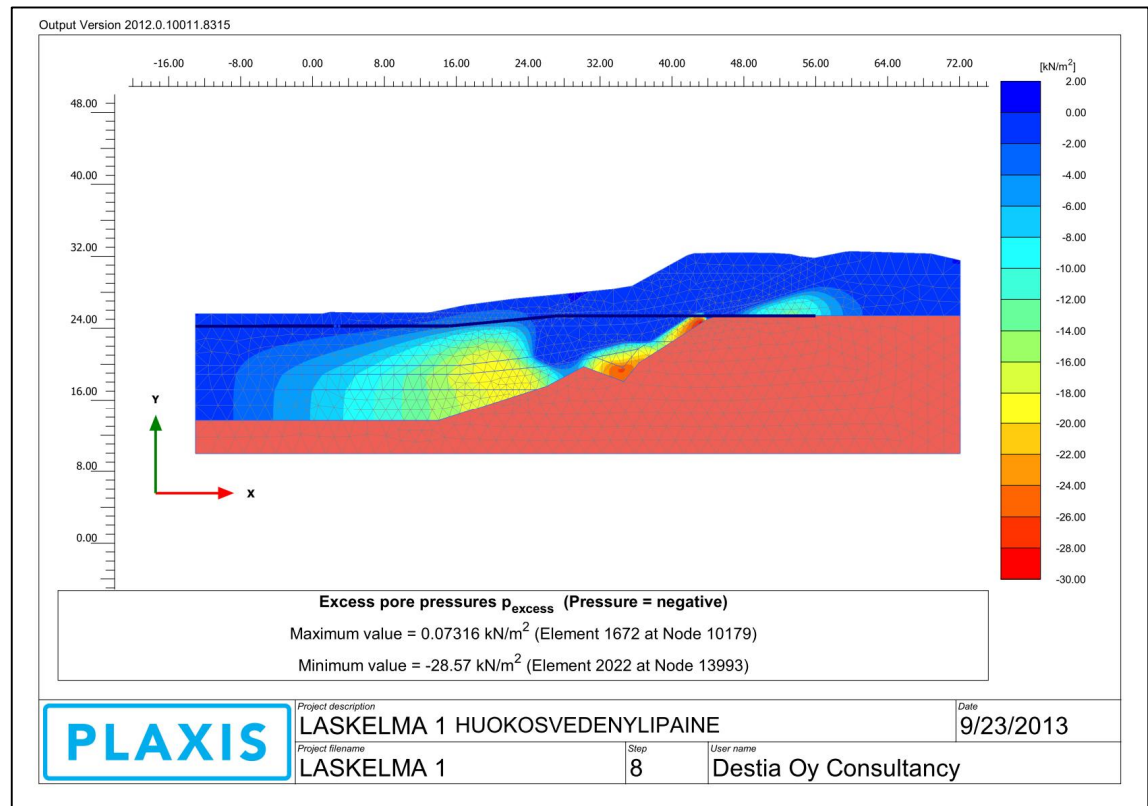
Huom.	$\eta$	$p'$	$q$	$\delta\varepsilon_s/\delta\varepsilon_v$ (mitattu)	$\delta\varepsilon_s/\delta\varepsilon_v$	$\alpha_0$	M	$p_m$	w	Syvyys	Koe
	0,52	29,8	15,5	0,4-0,6	0,44	0,4	0,90	30,40	98	2,5	CADC6134
K <sub>0</sub> -	0,53	28,2	14,9		0,49	0,4	0,90	28,60	111	2,7	ODO6124



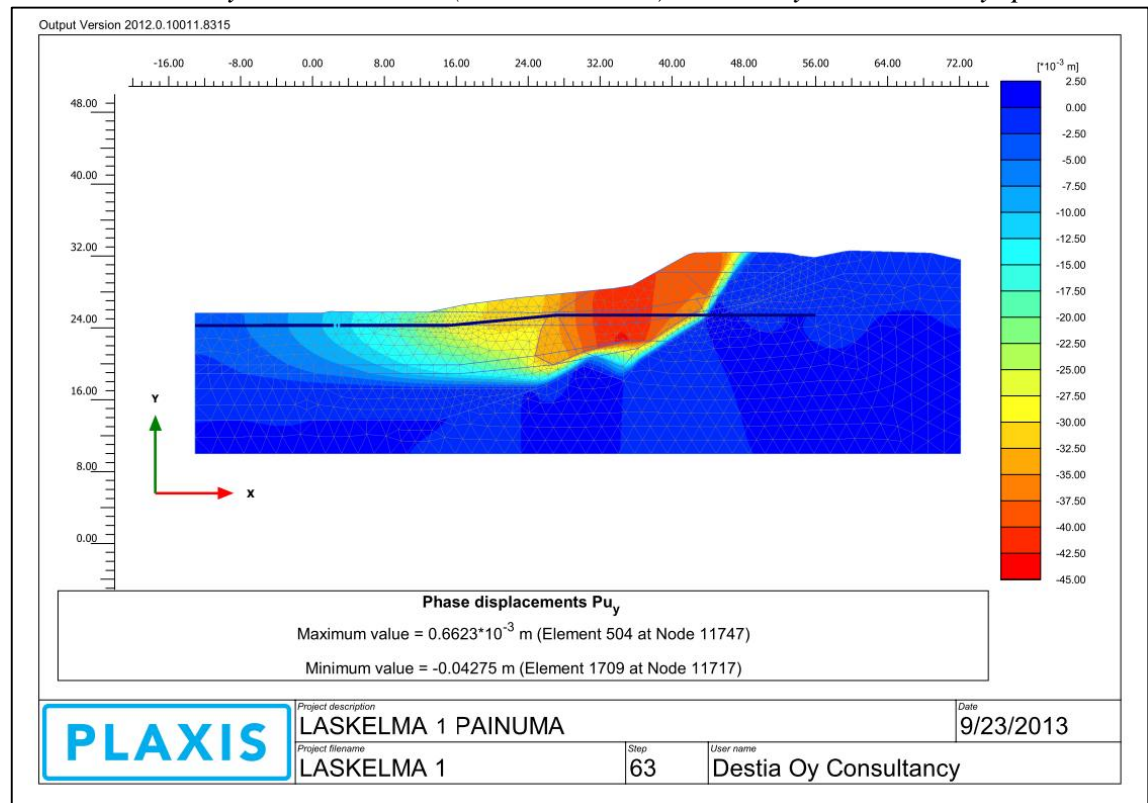
Huom.	$\eta$	$p'$	$q$	$\delta\varepsilon_s/\delta\varepsilon_v$ (mitattu)	$\delta\varepsilon_s/\delta\varepsilon_v$ (malli)	$\alpha_0$	$M$	$p_m$	$w$	Syvyys	Koe
$K_0$ -	0,40	38,2	15,3		0,00	0,4	1,2	38,2	62,0	5,67	ODO6127
	0,75	34,9	26,2	0,7-1,1	0,80	0,4	1,2	38,2	56,0	6,00	CADC6132



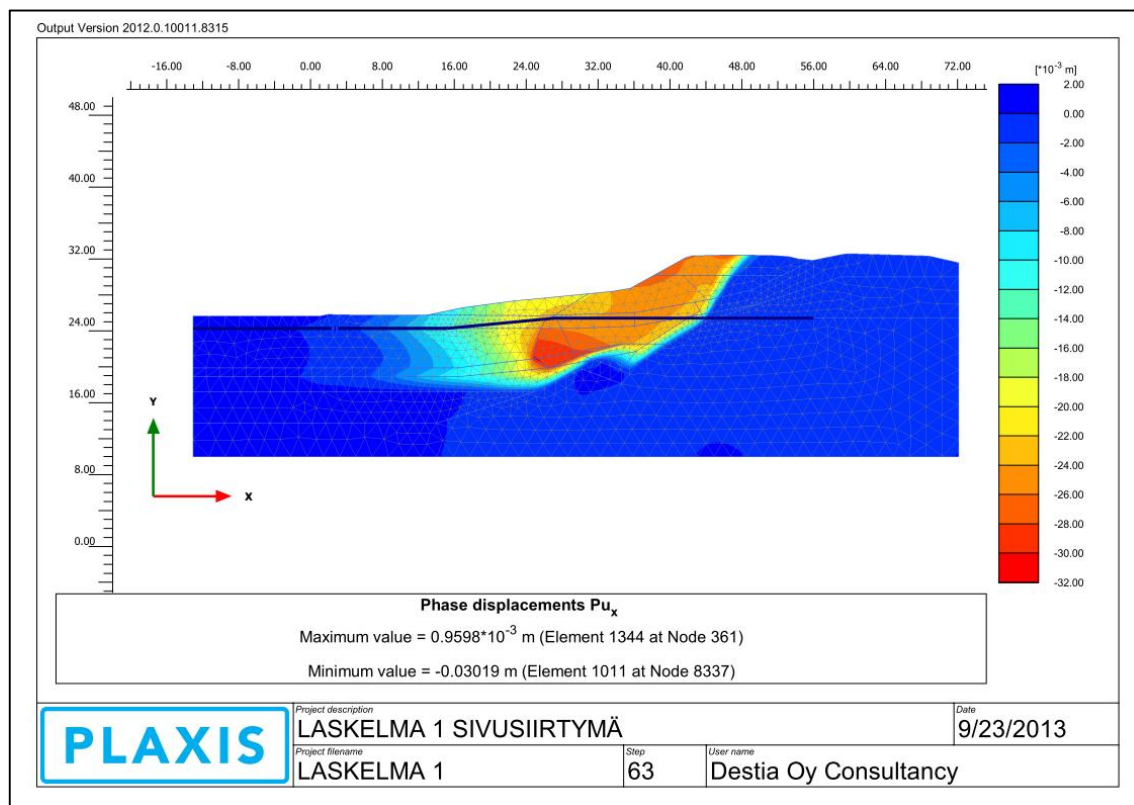
## Liite 15. Elementtimenetelmällä tehtyjen laskelmien tuloksia.



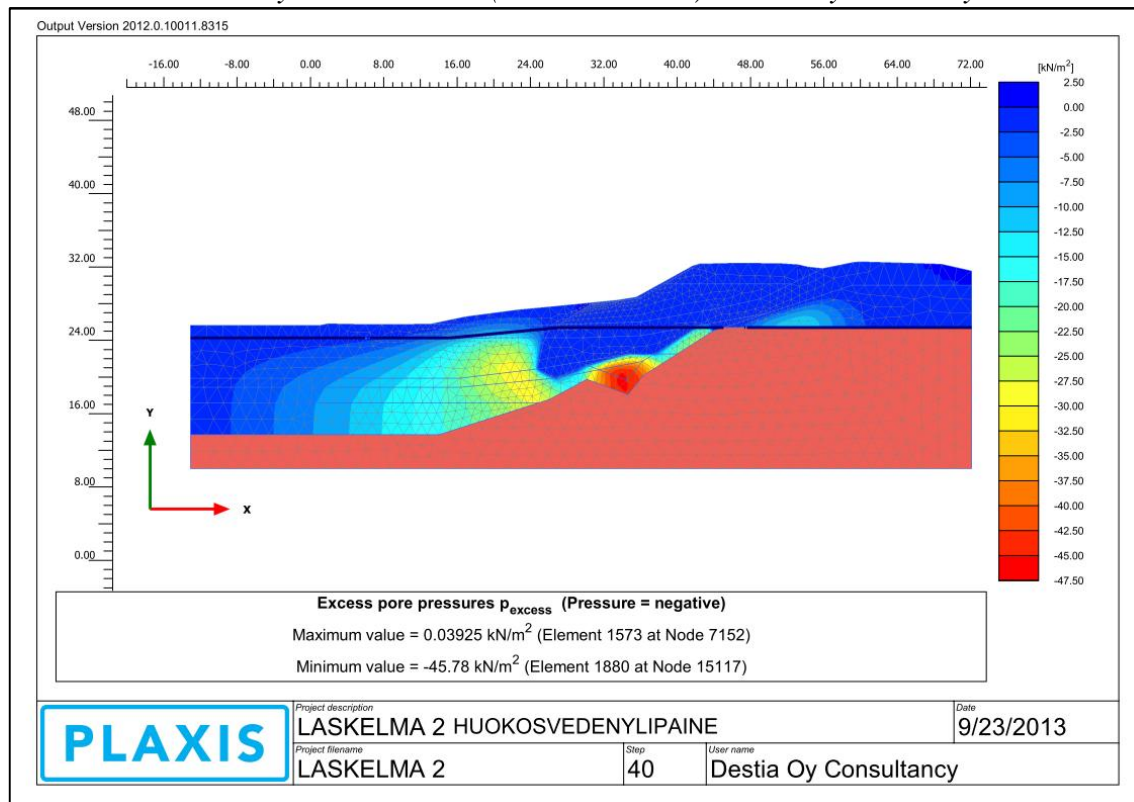
Kuva L15.1. Siirtymälaskelmassta (EVP-SCLAYIS) määritetty huokosvedenylipaine.



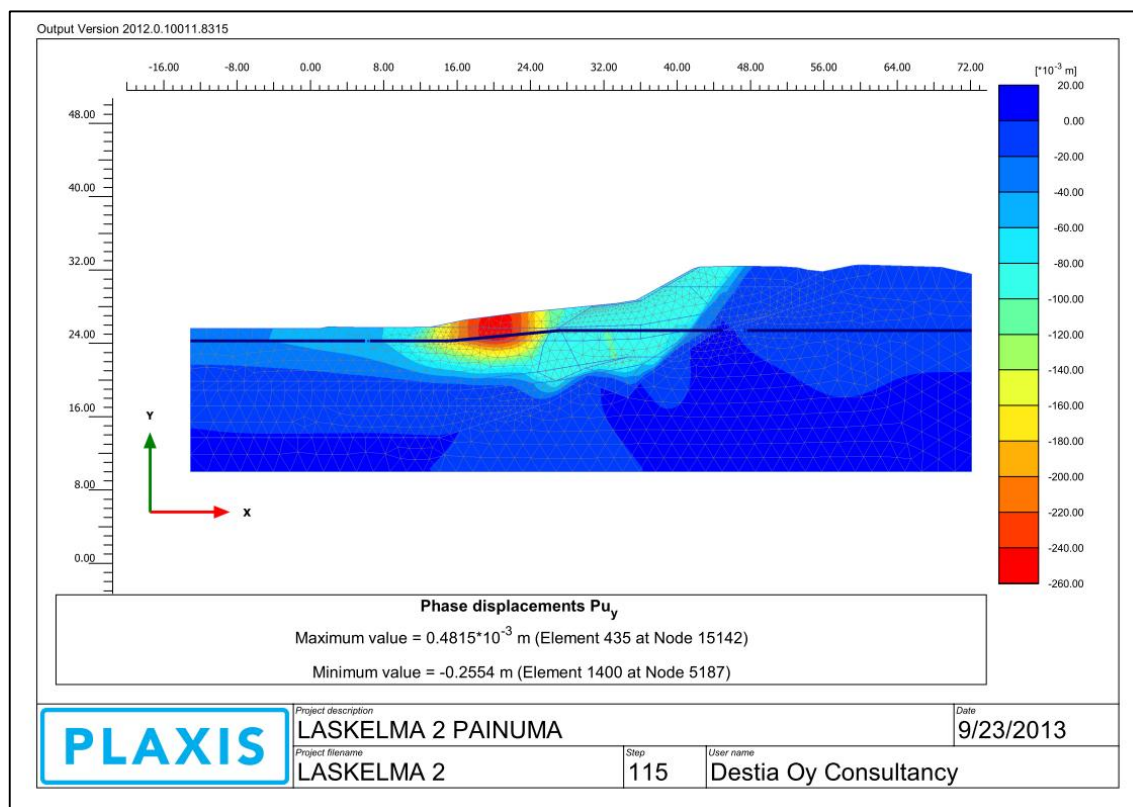
Kuva L15.2. Sivusiirtymälaskelmassta (EVP-SCLAYIS) määritetty painuma.



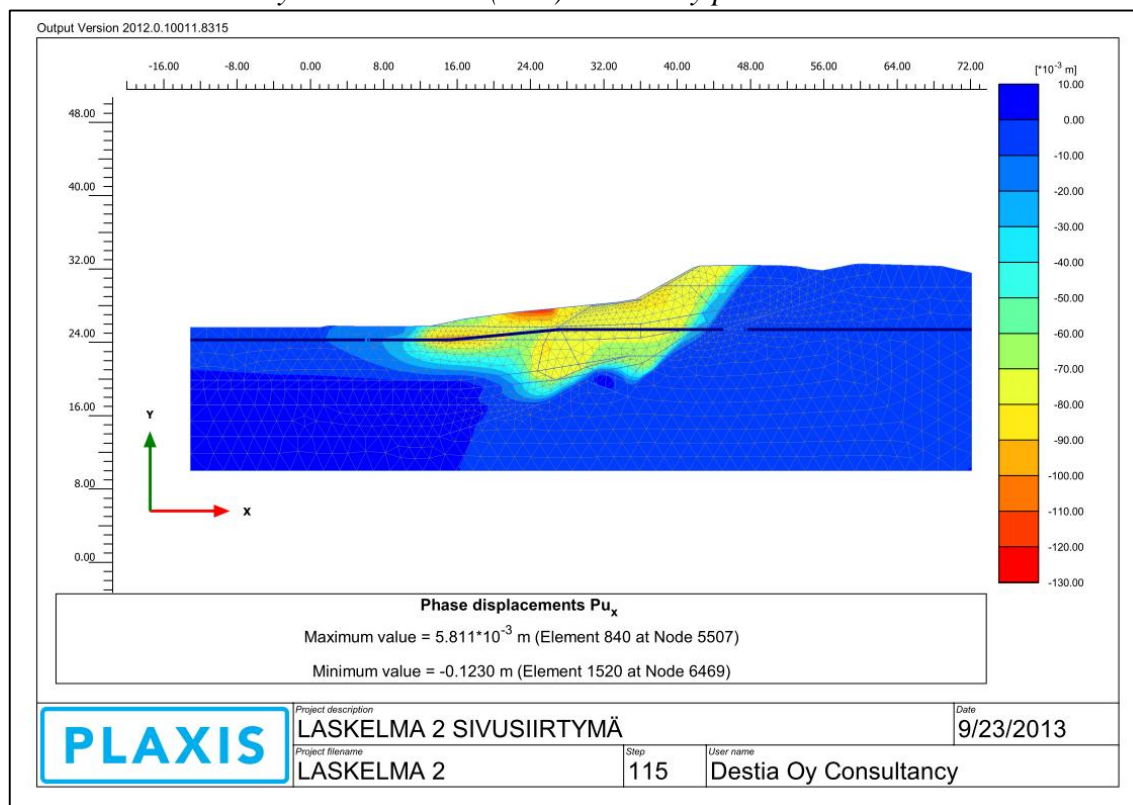
Kuva L15.3. Sivusiirtymälaskelmasta (EVP-SCLAYIS) määritetty sivusiirtymä.



Kuva L15.4. Sivusiirtymälaskelmasta (SSC) määritetty huokosvedenylipaine.

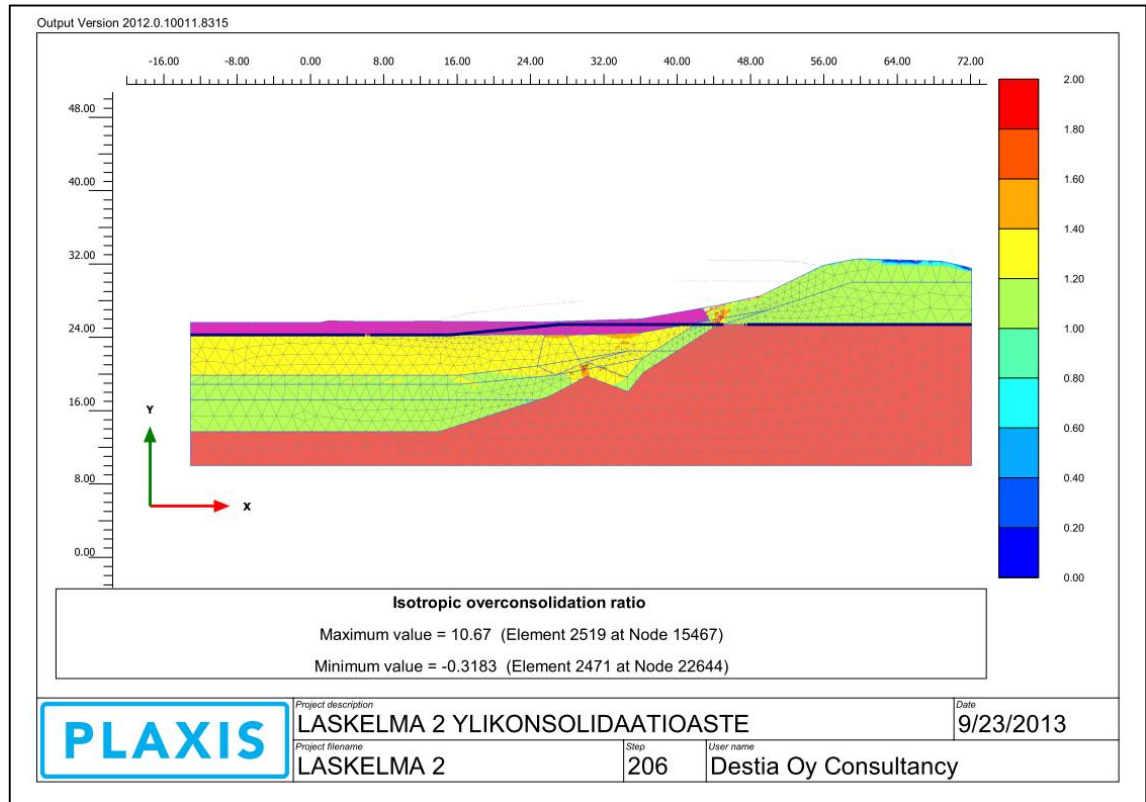


Kuva L15.5. Sivusiirtymälaskelmasta (SSC) määritetty painuma.

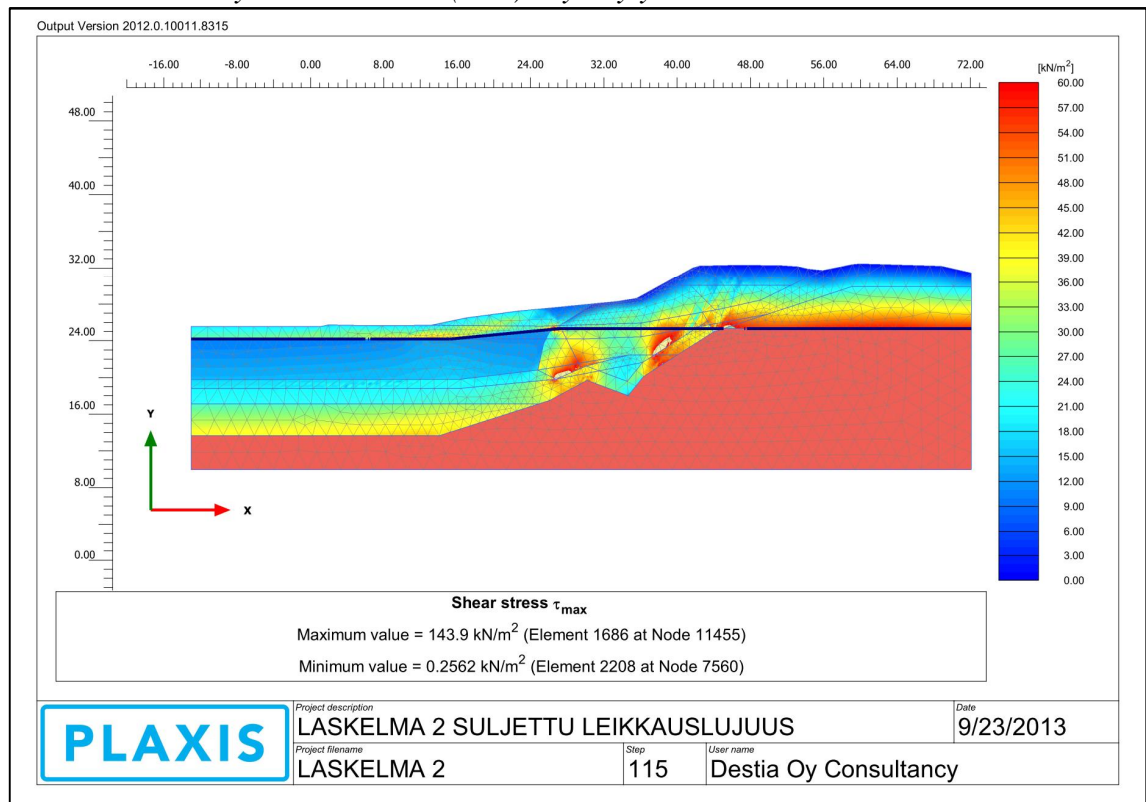


Kuva L15.6. Sivusiirtymälaskelmasta (SSC) määritetty sivusiirtymä.

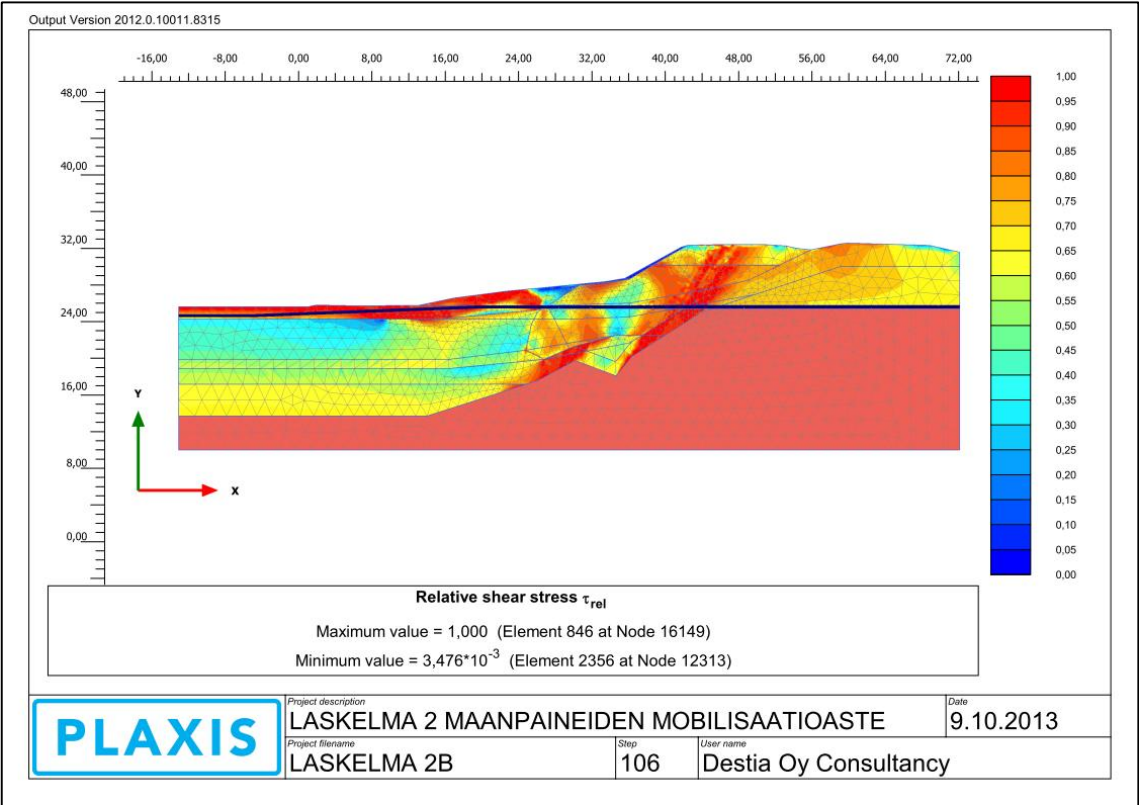




Kuva L15.7. Siirtymälaskelmassa (SSC) käytetty ylikonsolidaatioaste..



Kuva L15.8. Stabiileittitarkastelussa mobilisoitunut suljettu leikkauslujuus.



Kuva L15.9. Stabiliateettitarkastelussa muodostunut maanpaineiden mobilisaatioaste.